

Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig  
Heft Nr. 93

# **Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung der Struktur von Betonpfählen**

von  
Matthias Schallert  
aus Hildburghausen

Schriftleiter/Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann  
© Institut für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig

ISBN 3-927610-84-4

Von der Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften  
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig  
zur Erlangung des Grades eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)  
genehmigte Dissertation

Eingereicht am

18. Mai 2009

Mündliche Prüfung am

5. Februar 2010

Berichterstatter

Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann

Prof. Dr.-Ing. B. Hillemeier (TU Berlin)



## Vorwort und Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB·TUBS) und in der Arbeitsgruppe „Faseroptische Sensorik“ der BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung Berlin.

Die Forschung im Bereich der dynamischen Prüfmethoden von Pfählen begleitet mich seit Beginn meiner Tätigkeit am IGB·TUBS. Unter der damaligen Leitung des im Jahr 2001 verstorbenen Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz, den ich wegen seiner fachlichen und sozialen Kompetenz in dankbarer Erinnerung behalte, und unter der darauf folgenden Leitung von Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann konnte ich viele Kenntnisse und Erfahrungen auf diesem Gebiet erlangen. Meine Tätigkeit in der AG „Faseroptische Sensorik“ der BAM eröffnete mir einen tiefen Einblick in Bereiche des weiten Feldes der faseroptischen Sensorik. Daraus ergab sich für mich die Möglichkeit der Bearbeitung dieses interdisziplinären Themas.

Die Thematik zu dieser Arbeit wurde, aufbauend auf vorangegangenen Kooperationen zwischen beiden Institutionen, von Herrn Dr.-Ing. W. R. Habel, Leiter der AG „Faseroptische Sensorik“ der BAM und meinem damaligen Kollegen am IGB·TUBS, Dr.-Ing. F. Kirsch, angeregt.

Herrn Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann als Betreuer und erstem Berichter der Arbeit und Herrn Dr.-Ing. W. R. Habel ebenfalls als Betreuer dieser Arbeit möchte ich an dieser Stelle für ihre Unterstützung durch zahlreiche Anregungen und Diskussionen und das kritische Durchsehen des Manuskripts besonders herzlich danken.

Weiterhin gilt mein Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. B. Hillemeier für die Übernahme der zweiten Berichterstattung und seine fachlichen Anregungen. Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Budelmann gilt mein Dank für Übernahme der Funktion des Prüfers. Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. W. Niemeier danke ich für den Vorsitz der Prüfungskommission im Rahmen des Promotionsverfahrens und seine Unterstützung während der Zeit seiner kommissarischen Leitung des IGB·TUBS.

Gleichermaßen Dank gebührt meinen ehemaligen Vorgesetzten, Kolleginnen, Kollegen und allen Studenten, die zum Gelingen dieser Arbeit durch Ihre Zuarbeit, viele Diskussionen, hilfreiche Anregungen und das Korrekturlesen beitrugen. Die Liste dieser hilfsbereiten Wegbegleiter an beiden Institutionen ist lang. Stellvertretend möchte ich mich namentlich bei E. Feistel und F. Basedau bedanken, ohne deren persönliches Engagement bei ihrer technischen Zuarbeit, sei es der Bau einer speziellen Belastungseinrichtung für Modellpfähle oder der vielen EFPI-Sensoren, die eine oder andere experimentelle Untersuchung wohl nicht in diese Arbeit eingeflossen wäre.

Ein besonderer Dank gilt Prof. Dr.-Ing. H.-U. Mittmann, der während meiner Tätigkeit an der BAM sehr großes Interesse am Thema zeigte und mir während regelmäßiger Diskussionen viele interessante Anregungen und Ermutigungen zum steten Vorankommen geben konnte.

Diese Arbeit entstand parallel zur Bearbeitung eines Forschungsvorhabens, an dem neben der BAM und dem IGB·TUBS die Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) Hannover, Frau Dr.-Ing. habil. I. Göbel und als Industriepartner die Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethoden (GSP) mbH Mannheim, Herr Dr.-Ing. O. Klingmüller, die Centrum Pfähle GmbH Hamburg, Herr P. Wardinghus, die Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH Rheinstetten, Herr R. Glötzl, die Bilfinger Berger AG Mannheim, Herr G. Dausch und die Astro- und Feinwerktechnik Adlershof GmbH Berlin,

Frau Dr.-Ing. S. Eckert beteiligt waren. Allen Beteiligten sei an dieser Stelle herzlich für die beratende Unterstützung gedankt, insbesondere der Fa. Centrum Pfähle GmbH auch dafür, dass die Entwicklungen dieser Arbeit am realen Produkt des Fertigpfahls aus Stahlbeton in großmaßstäblichen Feldversuchen untersucht werden konnten.

Ein herzlicher Dank gebührt weiterhin meinen Freunden Fabian Kirsch und Matthias Nendza für die intensiven Gespräche während der Bearbeitung und das mühevolle Suchen und Verbessern von „Fehlstellen“ im Text.

Meinen Eltern danke ich ganz besonders für Ihre vielseitige und immerwährende Unterstützung auf meinem bisherigen Weg.

Abschließend und dafür ganz besonders herzlich danke ich meiner lieben Frau Joanna und meinen Söhnen Vinzent und Janek für die unermüdliche Geduld und das aufgebrachte Verständnis, dass sie in der Zeit der Bearbeitung der Dissertation nur wenig Zeit mit einem oft launischen Mann und Papa verbringen mussten und mich trotzdem mit all Ihren Kräften unterstützten.

*Matthias Schallert*

## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung .....</b>	<b>1</b>
1.1	Einführung in die Problemstellung .....	1
1.2	Zielsetzung und Methodik der Arbeit.....	2
<b>2</b>	<b>Grundlagen und Bewertung etablierter Methoden der Pfahlprüfung.....</b>	<b>4</b>
2.1	Notwendigkeit der Qualitätskontrolle von Pfählen.....	4
2.2	Verfahren der Pfahlprüfung.....	6
2.3	Grundlagen der dynamischen Pfahlprüfungen.....	8
2.3.1	Wellenausbreitung im Raum .....	8
2.3.2	Wellenausbreitung bei geometrischen Begrenzungen .....	10
2.3.3	Wellenausbreitung im Pfahl.....	15
2.3.4	Einflüsse auf die Wellenausbreitung im Pfahl .....	17
2.4	Dynamische Integritätsprüfung nach dem Low-Strain-Verfahren .....	20
2.4.1	Allgemeines und Einordnung.....	20
2.4.2	Durchführung und Messgeräte .....	21
2.4.3	Auswertung, Interpretation und Bewertung .....	22
2.4.4	Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen.....	24
2.5	Dynamische Tragfähigkeitsprüfung nach dem High-Strain-Verfahren .....	27
2.5.1	Allgemeines und Einordnung.....	27
2.5.2	Durchführung und Messgeräte .....	28
2.5.3	Auswertung, Interpretation und Bewertung .....	29
2.5.4	Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen.....	31
2.6	Vergleich axialer statischer und dynamischer Tragfähigkeitsprüfungen .....	32
2.7	Stand der Normung zu dynamischen Pfahlprüfungen .....	34
2.8	Zusammenfassung und Forschungsbedarf.....	36
<b>3</b>	<b>Faseroptische Sensoren zur Pfahlinstrumentierung .....</b>	<b>38</b>
3.1	Einführung und Klassifizierung.....	38
3.2	Faseroptische Sensorprinzipien.....	43
3.2.1	Intensitätsmodulierte Sensoren .....	43
3.2.2	Modulation der Laufzeit .....	43
3.2.3	Stimulierte Brillouin-Streuung (SBS) .....	44
3.2.4	Stimulierte Raman-Streuung .....	45
3.2.5	Wellenlängenmodulierte Sensoren.....	45
3.2.6	Phasenmodulierte Sensoren mit großer Messlänge .....	45
3.2.7	Phasenmodulierte Sensoren mit kleiner Messlänge .....	46
3.3	Ausgewählte faseroptische Sensoren.....	47
3.3.1	Faser-Bragg-Gitter-Sensoren (FBG-Sensoren).....	47
3.3.2	Extrinsische Fabry-Perot-Interferometer-Sensoren (EFPI-Sensoren).....	52
3.4	Vergleich von faseroptischen mit konventionellen Sensoren .....	57
3.5	Zusammenfassung und Forschungsbedarf.....	64

<b>4</b>	<b>Untersuchungen zum Dehnungsübertragungsverhalten faseroptischer Sensoren .....</b>	<b>66</b>
4.1	Problemstellung und Methodik.....	66
4.2	Analytische Berechnungen für oberflächenapplizierte Sensoren.....	68
4.2.1	Berechnungsmodell.....	68
4.2.2	Berechnungsergebnisse.....	71
4.2.3	Schlussfolgerungen .....	74
4.3	Experimentelle Ermittlung von Dehnungsübertragungskennwerten .....	75
4.3.1	Sensorträger und quasi-statische Zugbelastung .....	75
4.3.2	Auswahl des Klebstoffs .....	76
4.3.3	Installation der Sensoren.....	77
4.3.4	Ergebnisse und Interpretation der Messungen mit FBG-Sensoren.....	79
4.3.5	Ergebnisse und Interpretation der Messungen mit EFPI-Sensoren .....	82
4.4	Messwertaufnehmer zur Einbettung in den Pfahlbeton .....	84
4.4.1	Anforderungen an den Sensorträger .....	84
4.4.2	Konstruktive und messtechnische Gestaltung.....	86
4.4.2.1	Material und Messbereich .....	86
4.4.2.2	Messlänge.....	87
4.4.2.3	Dehnsteifigkeit .....	90
4.4.2.4	Installation der Sensorik und Messstellenschutz .....	91
4.4.3	Dehnungsübertragung vom Sensorträger auf die Sensoren .....	94
4.4.3.1	Quasi-statische Beanspruchung .....	95
4.4.3.2	Dynamische Beanspruchung .....	96
4.4.4	Dehnungsübertragung vom Beton auf den Messwertaufnehmer .....	98
4.4.4.1	Betonprobekörper .....	98
4.4.4.2	Quasi-statische Beanspruchung .....	100
4.4.4.3	Dynamische Beanspruchung .....	103
<b>5</b>	<b>Modellpfahlversuche.....</b>	<b>107</b>
5.1	Ziele und Modelltheorie.....	107
5.2	Versuchseinrichtung.....	108
5.2.1	Versuchsstand.....	108
5.2.2	Modellpfähle .....	109
5.2.3	Modellboden .....	112
5.2.4	Einbau von Boden und Pfahl im Versuchsstand .....	113
5.2.5	Messtechnik.....	116
5.3	Versuchsdurchführung und Ergebnisse .....	117
5.3.1	Untersuchungen zur Erfassung der Wellenausbreitung .....	117
5.3.1.1	Impulseinleitung .....	117
5.3.1.2	Mittlere Wellengeschwindigkeit in Abhängigkeit des Betonalters .....	118
5.3.1.3	Materialeigenschaften einzelner Pfahlabschnitte.....	120
5.3.2	Untersuchungen zur Fehlstellenerfassung .....	125
5.3.3	Untersuchungen zum Tragverhalten .....	128

5.3.3.1	Belastungseinrichtungen und Versuchsdurchführung .....	128
5.3.3.2	Ergebnisse der dynamischen Probelastungen (High-Strain-Verfahren) .....	130
5.3.3.3	Vergleich mit Ergebnissen der statischen Probelastung .....	135
5.4	Schlussfolgerungen .....	138
<b>6</b>	<b>Feldversuche .....</b>	<b>140</b>
6.1	Messwertaufnehmer zur Einbettung in Betonpfähle .....	140
6.2	Baugrundverhältnisse und Testpfähle .....	142
6.3	Anwendung des Low-Strain-Verfahrens .....	144
6.3.1	Funktionskontrolle der Sensorik vor der Pfahlrammung .....	144
6.3.2	Messungen nach der Pfahlrammung .....	145
6.4	Anwendung des High-Strain-Verfahrens .....	150
6.4.1	Rammvorgang und Versuchsdurchführung .....	150
6.4.2	Verhalten der EFPI-Sensoren .....	152
6.4.3	Wellengeschwindigkeit .....	154
6.4.4	Vergleich der Messgrößen im Pfahlinnern und am Pfahlmantel .....	155
6.4.5	Tragverhalten der Pfähle .....	160
6.5	Vergleich mit den Ergebnissen statischer Probelastungen .....	161
6.6	Schlussfolgerungen .....	166
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick .....</b>	<b>168</b>
<b>8</b>	<b>Literatur .....</b>	<b>171</b>
8.1	Normen und Richtlinien .....	171
8.2	Artikel und Monographien .....	172
<b>Anhang</b>	<b>.....</b>	<b>185</b>
<b>A1</b>	<b>Ableitung des statischen Pfahlwiderstands aus dynamischen Messungen nach der direkten Methode (CASE-Verfahren) für den 1-D Fall .....</b>	<b>185</b>
<b>A2</b>	<b>Dehnungsübertragung auf oberflächenapplizierte faseroptische Sensoren .....</b>	<b>190</b>
<b>A3</b>	<b>Ergebnisse der Modellpfahlmessungen .....</b>	<b>195</b>
<b>A4</b>	<b>Ergebnisse der Messungen im Feldversuch .....</b>	<b>200</b>
<b>A5</b>	<b>Häufig verwendete Abkürzungen und Formelzeichen .....</b>	<b>211</b>

# 1 Einleitung

## 1.1 Einführung in die Problemstellung

Pfähle werden zur Gründung von Bauwerken auf weichen, bindigen, gering tragfähigen Böden und im Wasser einzeln oder in Pfahlgruppen eingesetzt, wenn andere Maßnahmen, wie z. B. Baugrundverbesserungsverfahren, unwirtschaftlich oder nicht anwendbar sind. Eine mögliche Unterscheidung der Vielzahl existierender Pfahlsysteme und Herstellungsverfahren ist in Bild 1.1 dargestellt. Es wird je nach Art der Einbringung zwischen bodenverdrängenden und bodenfördernden Systemen unterschieden. Weitere Klassifizierungen folgen aus der Art der Herstellung und der Lastübertragung sowie aus dem Pfahlbaustoff. Ausführliche Beschreibungen von Pfahlsystemen, Herstellungsverfahren, Vor- und Nachteilen sowie Einsatzmöglichkeiten sind in der Literatur zahlreich dokumentiert (z. B. KOLYMBAS, 1989; HILMER, 1991; FRANKE, 1992; RODATZ, 1993; HARTUNG, 1994; BUJA, 1998; KEMPFERT ET AL., 2001; EA-PFÄHLE, 2007).

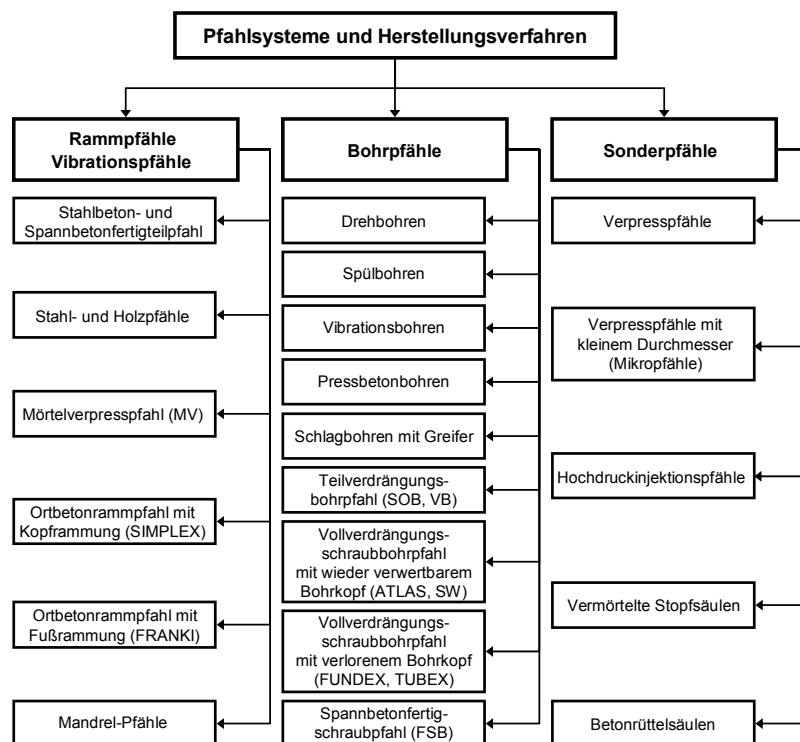


Bild 1.1: Pfahlsysteme und Herstellungsverfahren – Auswahl (STAHLMANN ET AL., 2004).

Die Untersuchungen der vorliegenden Arbeit beziehen sich auf Einzelpfähle aus Beton, die axial auf Druck belastet werden. Die Lasten werden über die beiden Anteile des Pfahlwiderstands, Mantel- und Spitzenwiderstand, in tiefer liegende tragfähige Bodenschichten eingeleitet. Bauwerkssetzungen werden so verringert.

Pfahlwiderstände können in der Planungsphase von Gründungsmaßnahmen zunächst nur mit Hilfe von Erfahrungswerten prognostiziert werden. Dies ist durch unterschiedliche Einflüsse der Herstellungsverfahren, die natürliche Inhomogenität des Baugrunds und die komplexen Pfahl-Boden-Interaktionen bedingt. Darüber hinaus treten immer wieder Schäden an Pfählen und in deren unmittelbaren Umgebung auf.

Aus diesen Gründen sind entsprechende Maßnahmen der Qualitätskontrolle während und nach der Herstellung notwendig, worauf im Kap. 2 näher eingegangen wird. Die messtechnische Überprüfung der Pfahlwiderstände und gegebenenfalls auch die kontinuierliche Überwachung des Tragverhaltens über längere Zeiträume (Beobachtungsmethode) werden deshalb durch die Normung empfohlen.

Aufgrund steigender Anforderungen an Pfahlgründungen und der immer größeren Ausnutzung von Materialreserven besteht ein zunehmender Bedarf an zuverlässigen, robusten und langzeitstabilen Messverfahren mit großer Genauigkeit. Hinzu kommt oft die Forderung nach Sensoren mit nur minimalen Abmessungen. Elektrische, akustische, magnetische und faseroptische Verfahren werden bereits zur Erfassung physikalischer Größen an oder in Bauteilen eingesetzt. Durch diese Verfahren können jedoch nicht alle Anforderungen der Bauwerksprüfung und -überwachung erfüllt werden. Insbesondere zur strukturintegrierten Messung sind geeignete Messsysteme noch nicht ausreichend vorhanden.

Zur Bewertung von Pfählen existieren verschiedene Methoden, wobei grundsätzlich zwischen Strukturbeschaffenheit (Integrität) und Tragverhalten unterschieden wird. Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt auf den etablierten Verfahren der dynamischen Pfahlprüfung, die hauptsächlich aufgrund der Wirtschaftlichkeit immer häufiger zur Qualitätskontrolle eingesetzt werden. Die dynamische Integritätsprüfung nach dem Low-Strain-Verfahren ist die am weitesten verbreitete Methode zur Bestimmung der Strukturbeschaffenheit und die dynamische Probelastung nach dem High-Strain-Verfahren wird zunehmend zur Analyse des Tragverhaltens eingesetzt. Bei beiden Verfahren werden durch Stoßeinwirkung am Pfahlkopf Körperschallwellen erzeugt. Die Wellenausbreitungsvorgänge im Pfahl-Boden-System werden dabei am Pfahlkopf oberhalb der Einbindung in den Baugrund mit elektrischen Sensoren erfasst.

Die Methoden der Auswertung dieser Verfahren basieren auf der Theorie der eindimensionalen Wellenausbreitung und setzen die Kenntnis der Eigenschaften des Pfahlbaustoffs und des Baugrunds voraus. Bei Betonpfählen können zusätzlich zur Inhomogenität des Bodens auch die Betoneigenschaften über Pfahllänge und -querschnitt variieren. Da Pfähle i. d. R. nicht einsehbar sind, werden für die Eigenschaften von Pfahl und Boden entsprechende Annahmen als Eingangsgrößen für die Auswertung getroffen. Auf Basis der am Pfahlkopf aufgezeichneten Messwerte und der getroffenen Annahmen werden Rückschlüsse auf Tragfähigkeit und Integrität gezogen. Die Genauigkeit der dabei erreichbaren Ergebnisse wird in hohem Maße von diesen Annahmen beeinflusst und kann unsicherheitsbehaftet sein.

### **1.2 Zielsetzung und Methodik der Arbeit**

Das wesentliche Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung eines neuartigen Messsystems zur Anwendung bei beiden etablierten Verfahren der dynamischen Pfahlprüfung, mit dem die Ergebnisse dieser Verfahren sowie getroffene Annahmen überprüft und gegebenenfalls die zugrunde liegenden Modelle optimiert werden können. Darüber hinaus soll das Messsystem auch für statische Pfahlprobelastungen und Langzeitüberwachungen geeignet sein. Grundelemente dieses Messsystems sind in Betonpfähle integrierbare faseroptische Sensoren. Die Motivation besteht dabei maßgeblich in einer erweiterten Instrumentierung des Pfahls im Vergleich zu den heutigen Verfahren der dynamischen Pfahlprüfung, um den Unsicherheiten in Bezug auf die Pfahl- und Bodeneigenschaften zu begegnen. Eine sichere Einbettung in die Pfahlstruktur soll erreicht werden, indem die Sensoren auf der Oberfläche spezieller metallischer Träger appliziert und in den Beton integriert werden. Die Untersuchungen der faseroptischen Sensoren für diese Anwendung bilden einen wesentlichen Teil der Arbeit.

Aus einer Reihe existierender faseroptischer Sensorprinzipien wurden zunächst Faser-Bragg-Gitter-Sensoren (FBG-Sensoren) und extrinsische Fabry-Perot-Interferometer-Sensoren (EFPI-Sensoren) ausgewählt. FBG-Sensoren werden heute als faseroptische Dehnungssensoren am häufigsten zur Bauwerksüberwachung eingesetzt. EFPI-Sensoren sind Wegsensoren und besonders geeignet, hochfrequente dynamische Anregungen mit hoher Auflösung zu erfassen.

Bisher sind auf dem Markt in Betonpfähle integrierbare faseroptische Sensoren nicht verfügbar, die die Wellenausbreitungsvorgänge beider dynamischer Pfahlprüfverfahren zuverlässig erfassen können. Für faseroptische Sensoren ist dies eine neuartige Anwendung, sodass zunächst gesicherte Erkenntnisse zum Dehnungsübertragungsverhalten erarbeitet werden mussten. Diese waren Grundlage für eine neuentwickelte Art der Oberflächenapplizierung speziell für die EFPI-Sensoren.

Nach einem Überblick über die Notwendigkeit und die heutigen Möglichkeiten der Qualitätskontrolle von Pfählen sind im Kap. 2 der Stand der Technik sowie die theoretischen Grundlagen der dynamischen Pfahlprüfverfahren beschrieben. Es wurden die Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen erarbeitet, woraus sich die Motivationen für diese Arbeit ableiten.

Kap. 3 enthält die Grundlagen der verwendeten Fasersensorik. Es sind die besonderen Vorteile gegenüber Dehnungsmessstreifen dargelegt und der Stand der Forschung hinsichtlich der Pfahlinstrumentierung mit faseroptischen Sensoren beschrieben.

Kap. 4 beschreibt die Untersuchungen zur Übertragung der Messinformation vom Beton über den Sensorträger auf den faseroptischen Sensor unter Berücksichtigung von Klebstoffart und -geometrie. Die Ermittlung zuverlässiger Sensorkennwerte zum Dehnungsübertragungsverhalten und die erforderliche Reproduzierbarkeit der Sensorinstallation waren Ziel dieser Untersuchung, da mit diesen Werten sicherheitsrelevante Größen, wie das Tragverhalten von Pfählen, abgeleitet werden sollen. Die konstruktive Durchbildung des Sensorträgers wird hauptsächlich von den Eigenschaften des Pfahlbetons und der Wellenausbreitung bestimmt und ist ebenfalls im Kap. 4 beschrieben.

Die Eignung der faseroptischen Sensoren wurde durch Messungen an Modellpfählen für diese Anwendungen untersucht (Kap. 5). Es wurden Wellenausbreitungsvorgänge, die Fehlstellenerfassung und das Tragverhalten mit verteilt über die Pfahllänge angeordneten Sensoren analysiert. Die Ergebnisse der Fasersensorik werden durch Vergleich mit denen der heutigen Verfahren bewertet. Die Möglichkeiten zur Optimierung der Auswertung des Low-Strain-Verfahrens durch die Charakterisierung von Abweichungen in Betonpfählen mit der erweiterten Pfahlinstrumentierung werden beschrieben und angewendet.

Mit den Ergebnissen der Untersuchungen am Modellpfahl wurden die Grundlagen zur Anwendung der Fasersensorik auf die geotechnische Anforderung der dynamischen Pfahlprüfung gegeben. Diese liefern das Verständnis zwischen Sensor (Messgröße), Messverfahren (Übertragung und Wandlung der Messgröße) und dem eigentlichen Parameter der Untersuchung. Neuentwicklungen von Sensoren und Messverfahren sollen nach der wissenschaftlichen Untersuchung im Labor Eingang in die Praxis finden. Die Übertragbarkeit der Forschungsergebnisse vom Labor in die Praxis wurde deshalb in einem großmaßstäblichen Feldversuch zur instrumentierten Pfahlprüfung untersucht und ist im Kap. 6 beschrieben.

Aus den Erkenntnissen dieser Arbeit ist ein Ausblick auf zukünftige Forschungsmöglichkeiten zur instrumentierten dynamischen Pfahlprüfung mit faseroptischen Sensoren mit dem Ziel formuliert, dieses Messverfahren für die industrielle Anwendung zugänglich zu machen.



## 2 Grundlagen und Bewertung etablierter Methoden der Pfahlprüfung

### 2.1 Notwendigkeit der Qualitätskontrolle von Pfählen

Die Notwendigkeit der Qualitätskontrolle von Pfahlgründungen ergibt sich aus immer wieder auftretenden Schäden. Diese entstehen an Pfählen selbst oder werden durch Pfahlgründungen verursacht. Die Behebung von Schäden kann mit hohem Aufwand verbunden sein.

Schäden an Betonpfählen sind meist Abweichungen von der planmäßigen Pfahlstruktur. Variationen von Querschnitts- und Festigkeitseigenschaften des Pfahlbetons können hauptsächlich die innere Tragfähigkeit beeinträchtigen. Die am häufigsten bei Betonpfählen auftretenden Abweichungen sind in Bild 2.1 schematisch dargestellt. Nicht alle Abweichungen führen jedoch zwangsläufig zu Folgeschäden.

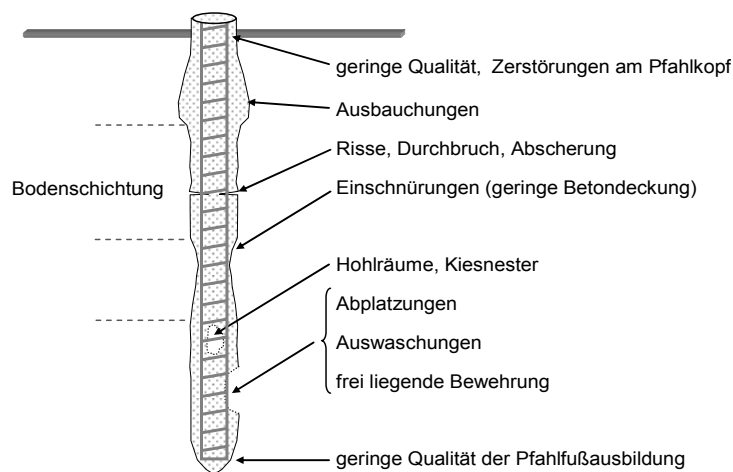


Bild 2.1: Mögliche Abweichungen von der planmäßigen Struktur bei Betonpfählen.

Eine Schadensursache lässt sich oft nicht eindeutig bestimmen. Mehrere Faktoren können gleichzeitig an der Schadensentstehung beteiligt sein.

Typische Schäden und deren Ursachen sind spezifisch für einzelne Pfahlsysteme in der Literatur beschrieben (z. B. THORBURN, 1977; HILMER, 1991; HARTUNG, 1994; ELLNER, 1996; ERNST, 2001; PLABMANN, 2002). Sowohl aus der Literatur als auch aus eigenen Erfahrungen des Verfassers aus der Prüfpraxis, kann eine Klassifizierung der Ursachen für Pfahlschäden in vier Hauptkategorien vorgenommen werden. Diese sind

- unzureichende Baugrundbewertung (nicht ausreichender Stichprobenumfang, zu geringe Aufschlusstiefe der Erkundung, Fehlinterpretationen der Erkundungsergebnisse),
- fehlerhafte Bemessung der Pfähle (aufgrund z. B. nicht ausreichender Informationen über Baugrund, Pfahlherstellung und Belastungen),
- unsachgemäße Pfahlherstellung und
- Beschädigungen durch den Bauablauf im Nachgang der Pfahlherstellung (z. B. unplanmäßige, seitliche Belastung).

Durch Pfahlgründungen verursachte Schäden entstehen dagegen an der aufgehenden Bebauung oder an überbelasteten Nachbarpfählen durch Lastumlagerungen. Ursachen sind dabei i. d. R. nicht ausreichende Widerstände des Baugrunds bei Pfahlbelastung (äußere Tragfähigkeit). Es kommt zu bauwerksunverträglichen Setzungen mit oft schwerwiegenden Folgen.

Die Kenntnis über das in Bild 2.2 dargestellte Widerstands-Setzungs-Verhalten (Tragverhalten) ist zur Vermeidung derartiger Schäden und für die Ermittlung zulässiger Pfahlbelastungen grundlegende Voraussetzung.

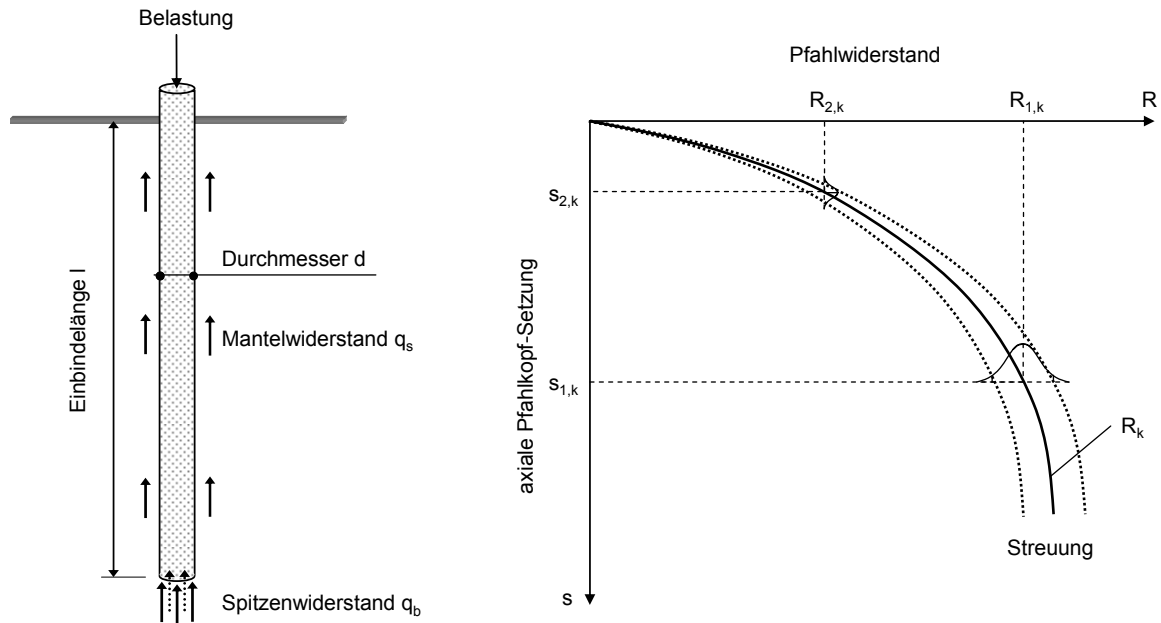


Bild 2.2: Modell des Tragverhaltens von axial auf Druck belasteten Einzelpfählen.

Das Tragverhalten von Pfählen ist durch den charakteristischen Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit  $R_{1,k}$  (GZ 1B) und Setzungen  $s_{2,k}$  im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit  $R_{2,k}$  (GZ 2) charakterisiert und ist abhängig von Pfahlsystem und Baugrundaufbau. Als wichtigste Einflussfaktoren können Bodenart und Grundwasserverhältnisse sowie Herstellungsart, Geometrie und Beschaffenheit der Pfähle genannt werden (RODATZ, 1993).

Untersuchungen zum Einfluss einzelner Parameter auf die Entwicklung von Mantel- und Spitzenwiderstand sind zahlreich in der Literatur, häufig in Form von qualitativen Zusammenhängen, beschrieben (z. B. BALTHAUS, 1986). WITZEL (2004) gibt eine umfangreiche Zusammenfassung über die gebräuchlichsten Berechnungsverfahren und kommt zu dem Ergebnis, dass auch heute noch keine allgemeingültigen Methoden zur Berechnung des Tragverhaltens und zur wirtschaftlichen und sicheren Dimensionierung von Pfählen mit ausreichender Genauigkeit vorliegen. Ein wesentlicher Grund dafür ist die nur stichprobenartig durchführbare Erkundung des Baugrunds, wodurch nach DIN 4020:2003 nur Wahrscheinlichkeitsaussagen über dessen Eigenschaften möglich sind.

Die Bestimmung des Tragverhaltens des Einzelpfahls ist mit erdstatischen oder in jüngerer Vergangenheit entwickelten numerischen Berechnungsverfahren nach DIN 1054:2005 nicht zulässig. Alle Berechnungsmethoden, die auf theoretischen Grundlagen basieren, benötigen eine entsprechende empirische Anpassung. Dazu sind in der Vergangenheit umfangreiche Forschungen durchgeführt worden (z. B. HARTUNG, 1994; MÖHRCHEN, 2003; WITZEL, 2004 u. a.). Auch mit den dadurch gewonnenen Erkenntnissen bleiben jedoch die komplexen Pfahl-Boden-Wechselwirkungen nur bedingt erfassbar und können nicht ganzheitlich abgebildet werden.

In Deutschland ist die Prognose des Tragverhaltens aus Erfahrungswerten und die darauf folgende Überprüfung durch Probelastungen übliche Praxis (KEMPFFERT ET AL., 2007). Nach DIN 1054:2005 erfolgt die Abschätzung des Tragverhaltens und des Widerstands im GZ 1B mit

$$R_k(s) = R_{b,k}(s) + R_{s,k}(s), \quad \Rightarrow R_{1,k} = R_{b1,k} + R_{s1,k} = q_{b1,k} \cdot A_b + \sum_i (q_{s1,k,i} \cdot A_{s,i}), \quad (2.1)$$

- $A_b$  Nennwert der Pfahlfußfläche,
- $A_{s,i}$  Nennwert der Pfahlmantelfläche in der Schicht  $i$ ,
- $q_{b\ 1,k}$  charakteristischer Wert des Pfahlspitzenwiderstands,
- $q_{s\ 1,k,i}$  charakteristischer Wert der Pfahlmantelreibung in der Schicht  $i$ ,
- $R_k(s)$  setzungsabhängiger charakteristischer Pfahlwiderstand,
- $R_{b,k}(s)$  setzungsabhängiger charakteristischer Pfahlfußwiderstand,
- $R_{s,k}(s)$  setzungsabhängiger charakteristischer Pfahlmantelwiderstand,
- $R_{1,k}$  charakteristischer Pfahlwiderstand für den Grenzzustand GZ 1B,
- $R_{b\ 1,k}$  charakteristischer Pfahlfußwiderstand für den Grenzzustand GZ 1B,
- $R_{s\ 1,k}$  charakteristischer Pfahlmantelwiderstand für den Grenzzustand GZ 1B,
- $s$  axiale Pfahlkopf-Setzung.

Die in Gl. (2.1) enthaltenen Erfahrungswerte von Mantel- ( $q_s$ ) und Spitzenwiderstand ( $q_b$ ) basieren auf der Auswertung einer Vielzahl hauptsächlich statischer Probelastungen und sind als grobe Schätzungen zu verstehen. Zur Bestimmung von Bemessungswerten aus den charakteristischen Werten werden aus diesem Grund Sicherheitsbeiwerte berücksichtigt. Darüber hinaus sind die Erfahrungswerte nach DIN 1054:2005 nicht für alle Pfahl- und Bodenarten angegeben. Liegen für einen Gründungsstandort nicht genügend Erfahrungswerte vor, sind Messungen zur Ermittlung des Widerstands-Setzungs-Verhaltens unverzichtbar.

## 2.2 Verfahren der Pfahlprüfung

Die Ausführungen in Kap. 2.1 verdeutlichen, dass Maßnahmen der Qualitätssicherung sowohl der Strukturanalyse als auch der Bestimmung des Tragverhaltens Rechnung tragen müssen. Zur Qualitätssicherung gehören bereits baubegleitende Kontrollen, die in den Herstellungsnormen für die jeweiligen Pfahlsysteme geregelt sind. Wichtigstes Instrument ist dabei das Führen von Herstellungsprotokollen mit aussagekräftigen systemspezifischen Informationen je Pfahl. Die Qualitätskontrolle muss jedoch weit über diesen Umfang hinausgehen. Dies kann am zuverlässigsten durch Messverfahren zur Pfahlprüfung realisiert werden. Bild 2.3 gibt einen Überblick über die wichtigsten Verfahren.

Die Verfahren zur Bestimmung der Integrität (Bild 2.3, rechte Seite) dienen der Detektion, Lokalisierung und Quantifizierung von Abweichungen von der planmäßigen Pfahlstruktur (Bild 2.1). Darüber hinaus kann die Pfahllänge bestimmt werden. Die Verfahren unterscheiden sich maßgeblich im Aufwand der Durchführung, der Auswertung sowie in den Aussagemöglichkeiten und haben deshalb unterschiedliche Bedeutung in der Praxis (PLAßMANN, 2002).

Das Low-Strain-Verfahren (Hammerschlagmethode) hat sich in der Praxis durchgesetzt, ist als Stand der Technik anerkannt und wird in dieser Arbeit weitergehend betrachtet (Kap. 2.4).

Die Ultraschallprüfung ist eine Methode zur Bestimmung der Homogenität des Betons von Ort-betonpfählen. Beim Cross-hole-sonic-logging Verfahren werden ein Sender und ein Empfänger in einbetonierten Messrohren parallel entlang der Pfalachse geführt. Der Pfahl wird in horizontaler Richtung durchschallt. Abweichungen werden durch Änderungen der Laufzeit der Ultraschallwelle vom Sender zum Empfänger festgestellt. Mit dem Abstand der Messrohre und der Laufzeit der Welle kann die Ausbreitungsgeschwindigkeit als Qualitätsindikator bestimmt werden. Bereiche des Pfahls außerhalb der Messrohre, wie z. B. Abweichungen an den Querschnittsrändern, werden mit diesem Verfahren nicht erfasst. Ein Vergleich zum Low-Strain-Verfahren ist in KLINGMÜLLER ET AL. (2005) gegeben.

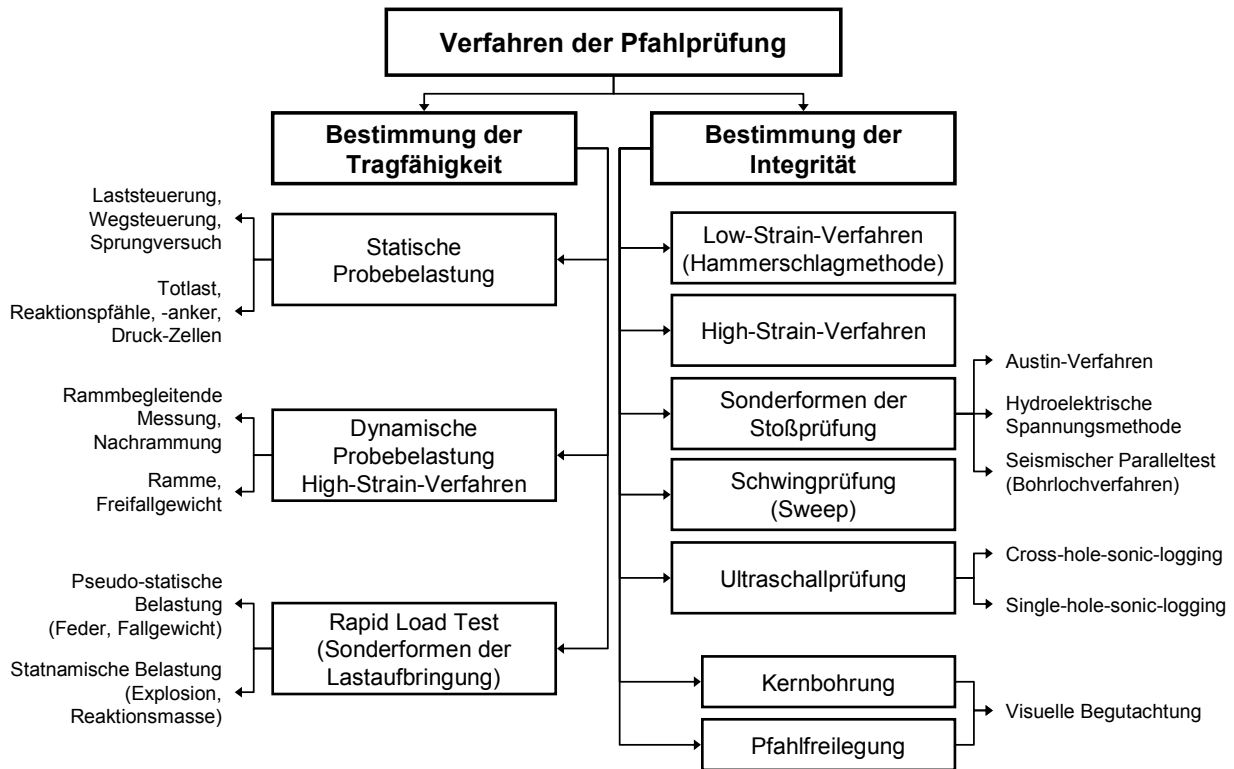


Bild 2.3: Verfahren der Pfahlprüfung – Überblick.

Die Verfahren zur Bestimmung der äußeren Tragfähigkeit (Bild 2.3, links) dienen neben der Ermittlung des Tragverhaltens auch zur Überprüfung von Entwurfparametern. Es ist allgemein anerkannt, dass mit der statischen Probelastung die zuverlässigsten Ergebnisse hinsichtlich des Tragverhaltens ermittelt werden können, da für diese Methode die meisten Erfahrungen vorliegen. Dieses Verfahren ist jedoch das aufwendigste, was im Allgemeinen zur Folge hat, dass nur eine geringe Anzahl an Versuchen durchgeführt wird. Es werden zunehmend dynamische Verfahren und in einigen Ländern auch Sonderverfahren eingesetzt, die unter der Bezeichnung Rapid-Load-Tests zusammengefasst werden. Unterscheidungsmerkmale sind der Aufwand der Durchführung und Auswertung, die Aussagemöglichkeiten und die Belastungsdauer. Die Möglichkeiten der Art der Durchführung und der Lastaufbringung sind ebenfalls in Bild 2.3 (links) dargestellt.

Die dynamische Probelastung nach dem High-Strain-Verfahren zeichnet sich hauptsächlich durch eine schnelle und effiziente Durchführbarkeit mit guten Aussagemöglichkeiten zum Tragverhalten aus. Im gleichen Zeitraum können im Vergleich zu statischen Prüfungen und Rapid-Load-Tests mehrere Prüfungen durchgeführt werden. Das Verfahren wird weitergehend im Kap. 2.5 betrachtet.

Rapid-Load-Tests erzeugen im Vergleich zum High-Strain-Verfahren durch eine größere Belastungsdauer sehr große Wellenlängen. Die Theorie der Wellenausbreitung wird zur Auswertung der Messdaten nicht verwendet. Hierfür wurden andere Methoden entwickelt (z. B. Unloading-Point-Methode). Gegenüber statischen Tests weisen diese eine größere Flexibilität auf, wodurch vergleichsweise mehr Prüfungen möglich sind. Im Vergleich zum High-Strain-Verfahren ist jedoch insbesondere die statnämische Belastung unwirtschaftlich. In SCHALLERT ET AL. (2003) ist ein Beispiel zum Vergleich der statnämischen mit der dynamischen Probelastung beschrieben. MIDDENDORP ET AL. (2000) stellen Vor- und Nachteile beider Verfahren gegenüber.

Aus Gründen der Vollständigkeit sei noch die Anwendung von Rammformeln erwähnt. Dabei werden Rammenergie und die Anzahl der Schläge pro Eindringung und Zeit berücksichtigt, um Rückschlüsse auf die statische Tragfähigkeit zu ziehen. Rammformeln haben zur Prognose des Tragverhaltens heute nur noch eine untergeordnete Bedeutung.

## 2.3 Grundlagen der dynamischen Pfahlprüfungen

High-Strain- und Low-Strain-Verfahren basieren auf der Ausbreitung von Körperschallwellen, die durch Stoßeinwirkung erzeugt werden. Aufgrund der schlanken Pfahlgeometrie wird die Theorie der eindimensionalen (1-D) Wellenausbreitung zugrunde gelegt. Im folgenden Kapitel werden daher die Grundlagen der Wellenausbreitung in Festkörpern zusammengefasst. Die Ausführungen beschreiben die physikalischen Vorgänge, die zur Erläuterung der Möglichkeiten und Grenzen der dynamischen Pfahlprüfverfahren erforderlich sind. Beginnend bei der räumlichen Wellenausbreitung im Kontinuum wird der Einfluss geometrischer Begrenzungen bis zur 1-D Wellenausbreitung am Stab mit den notwendigen Erweiterungen zur Berücksichtigung des Pfahlmaterials und des Bodens dargestellt.

### 2.3.1 Wellenausbreitung im Raum

Wellen entstehen, wenn sich Schwingungen vom Ort einer Erregung (Explosion, Erdbeben, Vibrationen oder Stöße) in einem Medium räumlich durch Kopplung ausbreiten. Angeregte Teilchen schwingen um Ihre Ruhelage und übertragen Energie in benachbarte Bereiche des Kontinuums. Es kommt zur Wellenausbreitung ohne Stofftransport. Im Unterschied zur Schwingung ist eine Welle ein zeitlich und räumlich veränderlicher Vorgang, deren Ausbreitung durch die Frequenz  $f$ , die Wellenlänge  $\lambda$ , die Ausbreitungsgeschwindigkeit  $c$  und den zurückgelegten Weg  $x$  beschrieben wird

$$c = \lambda \cdot f. \quad (2.2)$$

In Abhängigkeit von der geometrischen Gestalt des Körpers entstehen unterschiedliche Wellenarten, die sich mit verschiedenen Geschwindigkeiten fortpflanzen. Sind die geometrischen Abmessungen wesentlich größer als die Wellenlänge, entstehen die Raumwellenarten, Kompressions- und Scherwellen, wie in Bild 2.4 dargestellt.

Die Bewegungsgleichungen (2.3) für die drei Raumrichtungen am Volumenelement eines homogenen isotropen Körpers unendlicher Ausdehnung erhält man nach TIMOSHENKO ET AL. (1934) durch Bildung des Kräftegleichgewichts unter Berücksichtigung der Trägheit für den dynamischen Fall (2. Newtonsches Gesetz) und der linearen Beziehungen zwischen Spannungen und Dehnungen (Hooksches Stoffgesetz)

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= (\lambda_L + G) \frac{\partial(\bar{\varepsilon})}{\partial x} + G \nabla^2 u, \\ \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= (\lambda_L + G) \frac{\partial(\bar{\varepsilon})}{\partial y} + G \nabla^2 v, \\ \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= (\lambda_L + G) \frac{\partial(\bar{\varepsilon})}{\partial z} + G \nabla^2 w, \end{aligned} \quad (2.3)$$

- $G$  Schubmodul,
- $u, v, w$  Verschiebungen in  $x, y, z$  Richtung,
- $\rho$  Dichte des Körpers,
- $\bar{\varepsilon}$  Volumendilatation (volumetrische Dehnung)  $\bar{\varepsilon} = (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)$ ,

- $\lambda_L, \mu$  Lamé-Konstanten,
- $\nabla^2$  Laplace-Operator  $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ .

Ausgehend von kleinen Verschiebungen, kann linear-elastisches Materialverhalten mit ausreichender Genauigkeit angenommen werden. In der Literatur finden sich für die allgemeinen Bewegungsgleichungen verschiedene Notationen, die alle die Grundgleichung der Elastodynamik (Lamé-Naviersche-Bewegungsgleichung) beschreiben. Darin sind die drei Komponenten der Verschiebung gekoppelt. Für praktische Anwendungen ist es nach GROßE (1996) zweckmäßig, die Verschiebungskomponenten zu entkoppeln. Diese Zerlegung führt auf die Lösungen für die Raumwellen, d. h. die Beschreibung der Ausbreitung der Kompressionswellen mit der Geschwindigkeit  $c_P$  und der Scherwellen mit der Geschwindigkeit  $c_S$  (STUDER ET AL., 1997)

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} = (\lambda_L + 2G) \nabla^2 \bar{\varepsilon} \Rightarrow \frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} = c_P^2 \nabla^2 \bar{\varepsilon} \Rightarrow c_P = \sqrt{\frac{\lambda_L + 2G}{\rho}}, \quad (2.4)$$

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{\omega}_x}{\partial t^2} = G \nabla^2 \bar{\omega}_x \Rightarrow \frac{\partial^2 \bar{\omega}_x}{\partial t^2} = c_S^2 \nabla^2 \bar{\omega}_x \Rightarrow c_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad (2.5)$$

- $\bar{\omega}_x$  Rotation um die x-Achse,  $2\bar{\omega}_x = \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}$  (analog für die y, z Richtungen),
- $c_P$  Geschwindigkeit der Kompressions- (Primär-) wellen,
- $c_S$  Geschwindigkeit der Scher- (Sekundär-) wellen.

Mit den Lamé-Konstanten (Gl. 2.6), d. h. mit Kenntnis von E-Modul und Poissonzahl, können alle elastischen Parameter abgeleitet werden.

$$\lambda_L = \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad (2.6)$$

$$c_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}}, \quad c_S = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad (2.7)$$

$$E = \frac{\mu(3\lambda_L + 2\mu)}{\lambda_L + \mu}, \quad G = \mu = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad K = \lambda_L + \frac{2}{3}\mu, \quad (2.8)$$

- E Elastizitätsmodul,
- $\nu$  Poissonzahl,
- K Kompressionsmodul.

Bei dynamischer Anregung erhält man als elastische Konstanten die entsprechenden dynamischen Moduln E, G, K. Diese weichen von den im statischen Versuch ermittelten Moduln ab. Ein allgemeingültiger Zusammenhang zwischen den Moduln bei statischer und dynamischer Belastung (z. B.  $E_{\text{stat}}$  und  $E_{\text{dyn}}$ ) existiert nicht. Nach GROßE (1996) ist  $E_{\text{stat}}$  ca. 10 % kleiner als  $E_{\text{dyn}}$ . POHL (1969) gibt in Abhängigkeit der Spannung  $\sigma$  infolge Belastung folgenden Zusammenhang an

$$E_{\text{dyn}} = \frac{E_{\text{stat}}}{1 - 0,15 \frac{\sigma - 40}{100}}. \quad (2.9)$$

Aus diesem nicht Einheiten treuen Zusammenhang ergeben sich nennenswerte Unterschiede zwischen  $E_{\text{stat}}$  und  $E_{\text{dyn}}$  ab  $\sigma > 40 \text{ N/mm}^2$ .

Weitere theoretische Grundlagen sowie die Herleitung der Bewegungsgleichungen (2.3) für den räumlichen Fall und deren Zerlegung für praktische Anwendungen sind ausführlich in der Literatur behandelt (z. B. TIMOSHENKO ET AL., 1934; BERGMANN, 1954; GRAFF, 1975; ZUKAS ET AL., 1982; GROßE, 1996; DOYLE, 1997; STUDER ET AL., 1997).

### 2.3.2 Wellenausbreitung bei geometrischen Begrenzungen

Zur Erfüllung der Randbedingungen an der freien Oberfläche ( $\sigma_z=0$ ,  $\tau_{zx}=\tau_{xz}=0$ ) existiert für Gl. (2.3) eine weitere Lösung durch Kopplung von Kompressions- und Scherwellen. Diese beschreibt die Wellenausbreitung an der Halbraumoberfläche mit der Geschwindigkeit  $c_R$ . Die Herleitung ist in RICHART ET AL. (1970), zitiert in STUDER ET AL. (1997) gegeben. Für Festkörper kann folgende empirische Beziehung für Oberflächen- (Rayleigh-) wellen angegeben werden

$$c_R = f(\nu) \cdot c_s = \frac{0,87 + 1,12\nu}{1 + \nu} \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1 + \nu)}}, \quad (2.10)$$

- $c_R$  Geschwindigkeit der Oberflächen- (Rayleigh-) wellen.

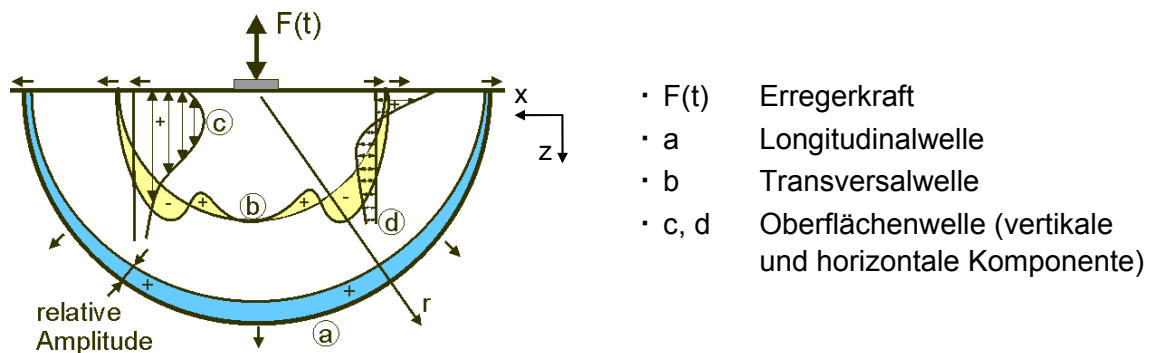


Bild 2.4: Wellenarten im Halbraum nach KLEIN (2001).

Im Vergleich zu den Raumwellen breitet sich die Oberflächenwelle mit der geringsten Geschwindigkeit aus.

Die Ausbreitung von Raumwellen kann bei geometrischen Begrenzungen (z. B. Balken, Stab) nur dann auftreten, wenn die seitlichen Flächen gehalten und somit Querdehnungen behindert werden (TIMOSHENKO ET AL., 1934). Sind die Abmessungen in Querrichtung näherungsweise gleich der Wellenlänge oder kleiner, ist keine Behinderung der Formänderung orthogonal zur Wellenausbreitung gegeben. Es entstehen weitere Wellenarten. Bei Begrenzung einer Ausbreitungsrichtung treten anstelle von Scherwellen BiegeWellen auf.

Für die Wellenausbreitung in eindimensionalen Körpern (Stab) liegt eine Begrenzung von zwei Ausbreitungsrichtungen vor. Es entstehen Dehnungs- und Torsionswellen. Für diese Fälle ist die exakte Lösung der Bewegungsgleichung komplex. Daher bedient man sich einer einfachen Modellvorstellung, die die physikalischen Vorgänge nur in Ausbreitungsrichtung der Wellen beschreibt. Dehnungen und Spannungen orthogonal dazu werden vernachlässigt. Folge davon ist eine Verringerung der axialen elastischen Kräfte und somit der für ein unendlich ausgedehntes Medium geltenden Ausbreitungsgeschwindigkeit der Longitudinalwelle (BERGMANN, 1969).

Analog zum Volumenelement bei räumlicher Wellenausbreitung lässt sich die Bewegungsgleichung für den 1-D Fall am freien, ungedämpften Stabelement mit dem Gleichgewicht aus Schnittkräften und Trägheitskraft herleiten. Dabei müssen folgende Voraussetzungen gelten:

- Das Material ist homogen, isotrop und verhält sich linear-elastisch.
- Es gilt das Prinzip der ebenen Querschnitte (Bernoulli-Hypothese: Spannungen und Verformungen im Material sind über den Querschnitt linear).
- Die stabförmige Geometrie besitzt über die gesamte Länge konstante Querschnittseigenschaften (E-Modul, Fläche A, Dichte  $\rho$ ).
- Trägheitskräfte wirken nur in Längsrichtung.
- Das Verhältnis von Stabdurchmesser zur Wellenlänge muss klein sein (Kap. 2.3.4).
- Das Verhältnis von Stablänge zum -durchmesser muss groß sein ( $l/d \geq 10$ ).

Bild 2.5 zeigt die am freien Stab wirkenden Kräfte unter Vernachlässigung der Dämpfung.

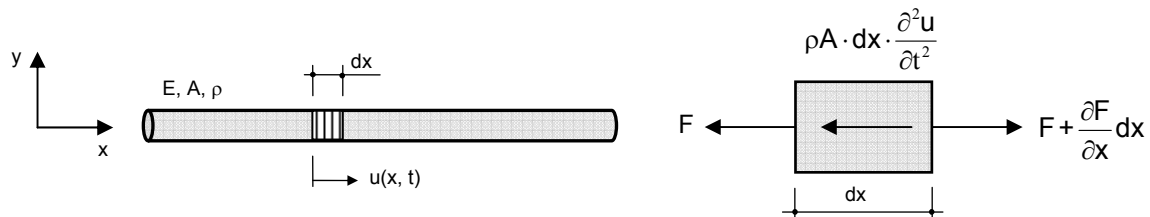


Bild 2.5: Kräftegleichgewicht in Längsrichtung am freien, ungedämpften Stabelement.

Das Gleichgewicht ergibt sich daraus zu

$$F + \frac{\partial F}{\partial x} dx = F + \rho A \cdot dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}. \quad (2.11)$$

Mit der Längskraft F

$$F = E \cdot A \cdot \varepsilon = E \cdot A \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \quad (2.12)$$

ergibt sich die partielle Differentialgleichung 2. Ordnung

$$\frac{\partial \left( E \cdot A \frac{\partial u}{\partial x} \right)}{\partial x} dx = \rho \cdot A dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}. \quad (2.13)$$

Durch Umformungen erhält man die 1-D Wellengleichung in der gebräuchlichen Form

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c_D^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}. \quad (2.14)$$

Für die Ausbreitungsgeschwindigkeit  $c_D$  der Dehnwelle gilt (vgl. Anhang A1)

$$c_D = \sqrt{\frac{E_{\text{dyn}}}{\rho}}. \quad (2.15)$$

Das Verhältnis von Dehnwellen- zu Kompressionswellengeschwindigkeit folgt mit Gl. (2.7) zu

$$\frac{c_D}{c_P} = \sqrt{\frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)}}. \quad (2.16)$$

Bei Kenntnis der Eigenfrequenzen stabförmiger Körper kann  $E_{\text{dyn}}$  in Abhängigkeit von Länge und Dichte bestimmt werden. Für die erste Eigenschwingung in Längsrichtung lautet diese Beziehung nach POHL (1969) und DAFSTB (1991)

$$E_{\text{dyn}} = 4 \cdot l^2 \cdot \rho \cdot f_R^2, \quad (2.17)$$

- l Länge des Stabes,



- $\rho$  Dichte,
- $f_R$  Frequenz der 1. Grundschiwingung in Längsrichtung.

Für weitere Eigenfrequenzen gibt POHL (1969) entsprechende Gleichungen an.

Nach STUDER ET AL. (1997) kann die allgemeine Lösung der Gl. (2.14) als Funktion von Ort und Zeit durch Separation der Variablen abgeleitet und schließlich durch die Summe der unendlichen Anzahl der Eigenformen erhalten werden zu

$$u(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \sin\left(\frac{\lambda_n}{c} x\right) (C_n \cos \lambda_n t + D_n \sin \lambda_n t). \quad (2.18)$$

Darin ist  $\lambda_n$  die Eigenkreisfrequenz für die n-te Eigenform mit

$$\lambda_n = \frac{(2n-1) \cdot \pi \cdot c}{2 \cdot l} \quad (2.19)$$

und c die entsprechende Ausbreitungsgeschwindigkeit.

In der Regel wird bei stoßartiger Belastung die Lösung der Gl. (2.14) durch die d'Alembertsche Integrationsmethode angewendet (GRAFF, 1975; STUDER ET AL., 1997)

$$u(x, t) = \bar{f}(x - ct) + \bar{g}(x + ct). \quad (2.20)$$

- $\bar{f}$  Funktion einer Welle, die sich in positiver x-Richtung mit  $c_D =$  konstant ausbreitet (vorwärts laufende Welle),
- $\bar{g}$  Funktion einer Welle, die sich in negativer x-Richtung mit  $c_D =$  konstant ausbreitet (rückwärts laufende Welle).

Die Lösung  $u(x, t)$  enthält zwei Wellenfunktionen f und g, die sich in entgegen gesetzter Richtung mit konstanter Geschwindigkeit  $c = c_D$  fortbewegen (Bild 2.6). Die Ortskoordinate ergibt sich daraus zu

$$\Delta x = +c_D \cdot \Delta t \text{ für } \bar{f}(x - c_D t) \text{ zum Zeitpunkt } (t + \Delta t), \quad (2.21)$$

$$\Delta x = -c_D \cdot \Delta t \text{ für } \bar{g}(x + c_D t) \text{ zum Zeitpunkt } (t + \Delta t). \quad (2.22)$$

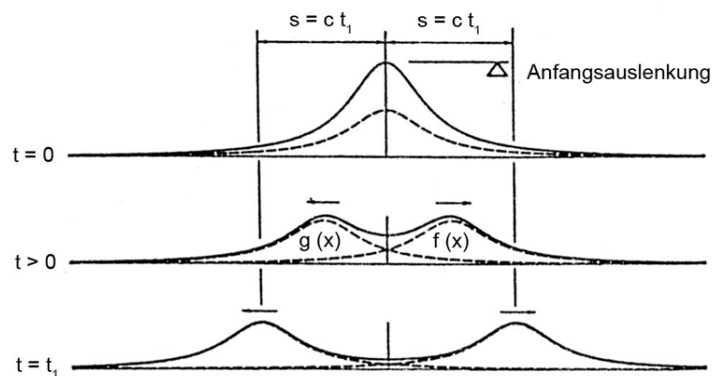


Bild 2.6: Wellenausbreitung am freien, ungedämpften Stab durch Stoßbelastung (STUDER ET AL., 1997).

Da Gl. (2.14) linear ist und Gl. (2.20) zwei Lösungen enthält, deren Summe ebenfalls eine Lösung ist, gilt das Superpositionsprinzip. In Bild 2.6 wird dies anhand der doppelten Anfangsauslenkung deutlich. Beide Lösungen sind für diesen Fall physikalisch nicht dispersiv. Die Wellengeschwindigkeit (Gruppengeschwindigkeit) ist in Bezug auf die Frequenz konstant. Die Wellen weisen an jedem Ort am Stab gleiche Phase und Wellenform auf.

Die Dehnwellengeschwindigkeit  $c_D$  im Stab ist nicht gleich der Geschwindigkeit  $v$  der Teilchen, die während der Stoßbelastung angeregt werden. Ein Punkt A des beanspruchten Elements wird um einen Weg  $u$  in Längsrichtung mit der Geschwindigkeit  $v$  verschoben (Bild 2.7), während sich die Dehnwelle mit der Geschwindigkeit  $c_D$  fortbewegt. Die Teilchengeschwindigkeit ist von den Materialeigenschaften des Stabs und der Belastungsgröße abhängig, während die Dehnwellengeschwindigkeit nur materialabhängig ist.

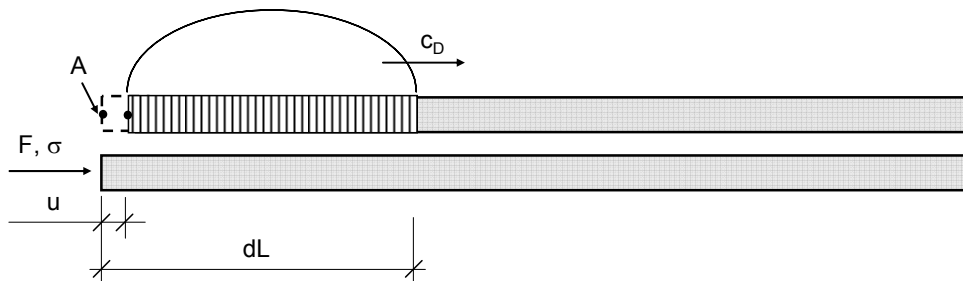


Bild 2.7: Zusammenhang zwischen Teilchen- und Wellengeschwindigkeit.

Der Zusammenhang zwischen Wellen- und Teilchengeschwindigkeit ist in Anhang A1 detailliert beschrieben. Für die Kraft, Spannung und Dehnung in Abhängigkeit von  $c$  und  $v$  ergibt sich daraus am Ort des Wellendurchlaufs

$$F = v \frac{E \cdot A}{c}, \quad \sigma = v \frac{E}{c}, \quad \varepsilon = \frac{v}{c}. \quad (2.23)$$

Die Teilchengeschwindigkeit  $v$  ist damit proportional zu Spannung, Kraft und Dehnung. Der materialabhängige Proportionalitätsfaktor wird als Impedanz  $Z$  bezeichnet (Anhang A1)

$$Z = \frac{E \cdot A}{c_D} = A \cdot \sqrt{E \cdot \rho}. \quad (2.24)$$

### Reflexion, Refraktion und Transmission an Grenzflächen

Erreicht eine Wellenfront eine Grenzfläche, wird die kontinuierliche Wellenausbreitung gestört. Es kommt zur Reflexion und Refraktion (Brechung). Zur Erfüllung der Randbedingungen muss die Kontinuität von Spannung und Verschiebung gewährleistet sein.

Aus den Annahmen der 1-D Wellentheorie können die in Bild 2.8 schematisch dargestellten Reflexionen für die Grenzfälle 'freies Ende' und 'festes Ende' am Stab definiert werden. Die zur jeweiligen ebenen Eingangswelle gehörige Reflexion ist farblich gleich gestaltet. Für Druckwellen haben  $c_D$  und  $v$  gleiche Vorzeichen. Für Zugwellen sind diese entgegengesetzt.

Aufgrund der fehlenden Lagerung am freien Ende kann keine Kraftübertragung in die Umgebung stattfinden. Die Gleichgewichtsbedingungen erfordern die Reflexion der Druckwelle als Zugwelle. Die Teilchengeschwindigkeit verdoppelt sich. Die Einführung der Lagerung des Stabes führt zu einer Veränderung des Wellenausbreitungsverhaltens. Bei unverschieblicher Lagerung wird eine Druckwelle als Druckwelle reflektiert. Die behinderte Verschiebung erfordert, dass die resultierende Teilchengeschwindigkeit null sein muss. Beide Extremfälle sind frequenzunabhängig.

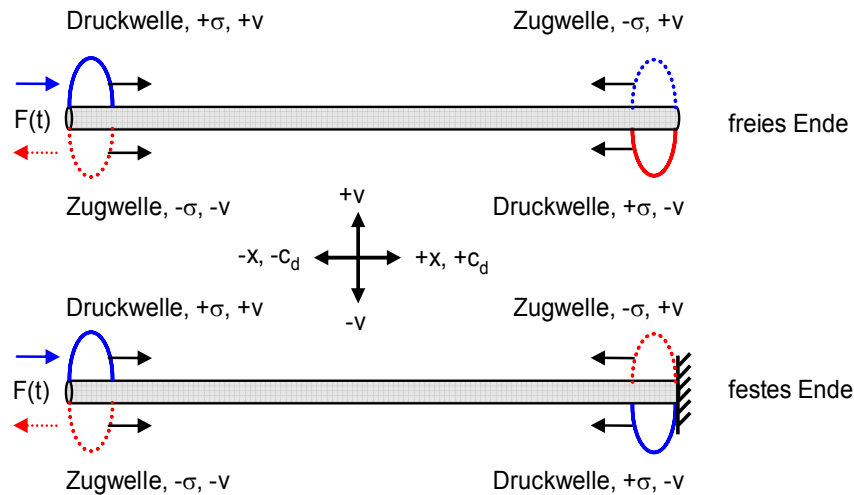


Bild 2.8: Wellenausbreitung am 'freien' und 'festen' Stabende.

Bei Grenzflächen entlang des Stabs kommt es zu Reflexion und Transmission. Das Maß dieser Größen wird dabei von den Querschnitts- und Materialeigenschaften bestimmt. Reflexionsfaktor  $r$  und Transmissionsfaktor  $t$  werden in Abhängigkeit der Impedanzänderung von  $Z_1$  auf  $Z_2$  ausgedrückt durch

$$r = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2}, \quad t = 1 + r, \quad \Rightarrow Z_2 = \frac{1 - r}{1 + r} \cdot Z_1. \quad (2.25)$$

Für die zugehörigen Spannungen erhält man in Abhängigkeit der Spannung der eingeleiteten Welle ( $\sigma_i$ )

$$\sigma_r = \frac{(Z_2/Z_1) - 1}{1 + (Z_2/Z_1)} \cdot \sigma_i, \quad \sigma_t = \frac{2(Z_2/Z_1)(A_1/A_2)}{1 + (Z_2/Z_1)} \cdot \sigma_i. \quad (2.26)$$

Wird nicht von theoretisch ebenen Wellenfronten ausgegangen, sondern von nicht parallel zur Längsachse fortschreitenden Wellen, verursacht dies die in Bild 2.9 dargestellte Wellenaufteilung.

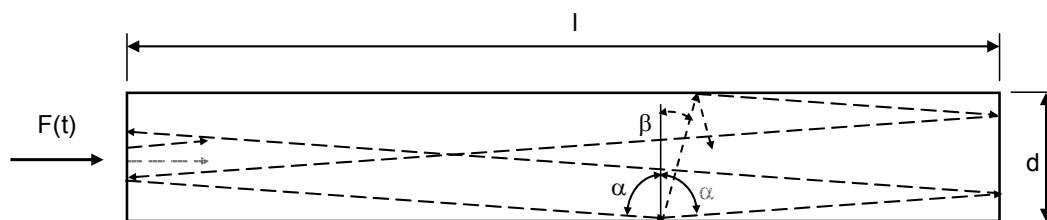


Bild 2.9: Wellenaufteilung bei nicht ebener Wellenausbreitung in zylindrischen Körpern (nach BERGMANN, 1954).

Neben einer Hauptreflexion tritt dabei eine zweite Reflexion an den Stabenden auf. Nach BERGMANN (1954) sind dies Reflexionen von Kompressions- und Scherwellen. Anhand der unterschiedlichen Zeitpunkte der Reflexionen lassen sich die Ausbreitungsgeschwindigkeiten ermitteln. Die Relevanz dieses wellentheoretischen Vorgangs für die Pfahlprüfung wird anhand von Modellpfahlmessungen untersucht (Kap. 5).

### 2.3.3 Wellenausbreitung im Pfahl

Die Proportionalität zwischen Kraft  $F$  und Teilchengeschwindigkeit  $v$  (Gl. 2.23) gilt für den ungedämpften Pfahl, solange kein Einfluss aus dem umgebenden Boden wirkt und die Impedanz über die Länge konstant ist (BALTHAUS, 1986). Da das jedoch eine theoretische Betrachtung ist, müssen für praktische Anwendungen entsprechende Einflüsse berücksichtigt werden. Boden- und Impedanzänderungen verursachen Reflexionen zeitlich vor der Pfahlfußreflexion, wie in Bild 2.10 schematisch dargestellt. Dadurch entstehen Überlagerungen von den Pfahl hinab und hinauf laufenden Wellen. Bei bekannter Wellengeschwindigkeit  $c_D$  lassen sich mit der Zeit  $t$  aus dem Bewegungs-Zeit-Verlauf der Ort von Impedanzwechseln bestimmen sowie Änderungen des Bodenwiderstands zuordnen. Die Pfahlfußreflexion erreicht nach der Zeit  $t$  ab Stoßeinleitung wieder den Pfahlkopf

$$t = \frac{2 \cdot l}{c_D} \quad (2.27)$$

Auf diese in Bild 2.10 gegebene Orts-Zeit-Darstellung wird wegen der großen Anschaulichkeit noch mehrfach zurückgegriffen.

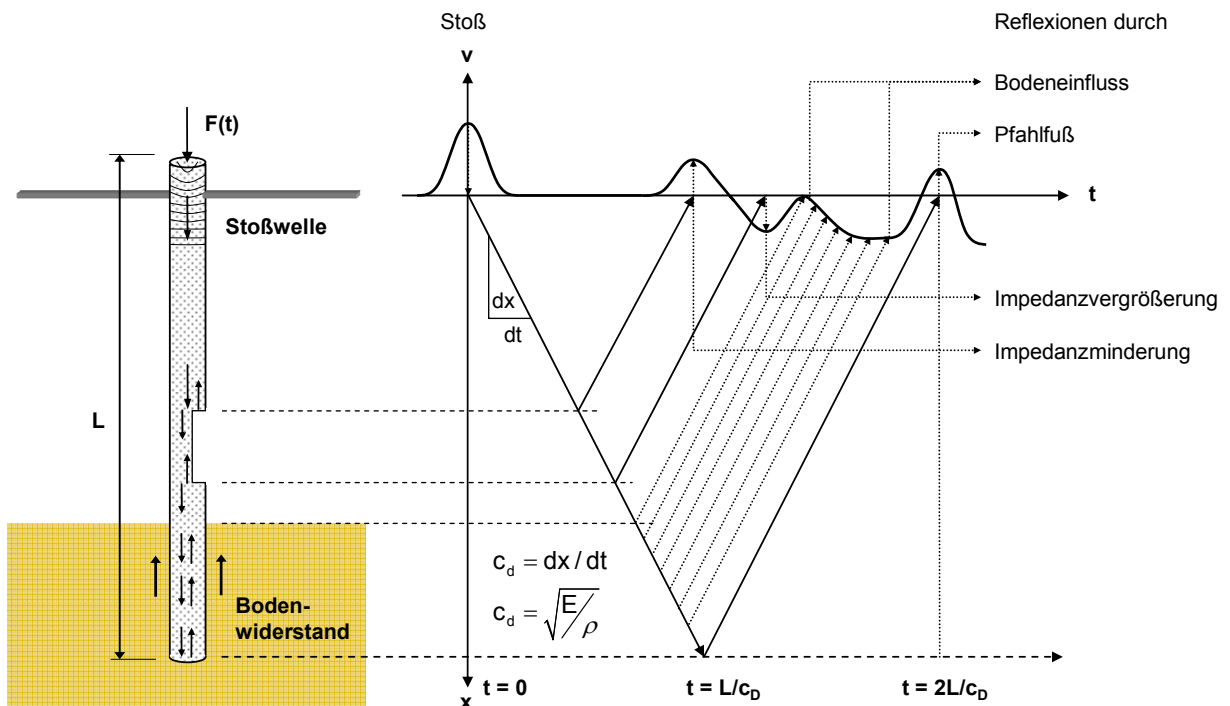


Bild 2.10: Wellenausbreitung im Pfahl mit charakteristischen Reflexionen.

Bei dynamischen Vorgängen an realen Systemen treten immer dämpfende Einflüsse auf. Diese sind geschwindigkeitsabhängig, müssen für Pfahlmaterial und Boden durch Erweiterungsterme in der Bewegungsgleichung berücksichtigt werden und spielen für die Auswertung der dynamischen Pfahlprüfverfahren eine große Rolle.

Als Dämpfung wird die Umwandlung kinetischer in andere Arten von Energie bezeichnet. Dieser Effekt bewirkt das Abklingen von Bewegungsvorgängen durch Energieentzug. Bezüglich des Pfahl-Boden-Systems wird unterteilt in

- dissipative Materialdämpfung im Pfahl (innere Dämpfung) und
- äußere Dämpfung aufgrund des Bodeneinflusses.

Bei der äußeren Dämpfung wird zwischen dissipativer Materialdämpfung des Bodens in einer Scherzone und Energieabstrahlung in den Halbraum unterschieden (Bild 2.11).

Die innere Dämpfung entsteht durch Bewegungen im Mikrokorngefüge des Pfahlmaterials. Diese wird in Wärme umgewandelt und ist im Vergleich zur äußeren Dämpfung gering. Der Einfluss des Pfahlmaterials ist wenig untersucht. In MIDDENDORP ET AL. (1988) wurden Geschwindigkeitsamplituden des Anfangs- und des Fußsignals eines Betonfertigteilepfahls vor der Einbringung in den Boden verglichen. Die Geschwindigkeitsamplitude beträgt demnach das 1,8-fache des Anfangswerts. Bei freier Lagerung ohne Dämpfung müsste die Teilchengeschwindigkeit doppelt so groß sein. Die Differenz (10 %) weisen die Autoren der Materialdämpfung zu. Im 1-D Pfahl-Boden-Modell wird dieser Anteil durch eine zusätzliche geschwindigkeitsabhängige linear-viskose Dämpfungskraft mit der Viskosität  $\eta_p$  erfasst (STAHLMANN ET AL., 2004).

$$F = A \cdot \left( E \cdot \varepsilon - \eta_p \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x \cdot \partial t} \right) \quad (2.28)$$

- $F$  Dämpfungskraft,
- $\varepsilon$  Dehnung,
- $\eta_p$  Viskosität des Pfahlmaterials,
- $A$  Querschnittsfläche des Pfahls.

Die dissipative Dämpfung in der den Pfahl umgebenden Scherzone tritt aufgrund der Relativverschiebungen zwischen Pfahlmantel und Boden auf und wird durch die Rauigkeit der Pfahlmanteloberfläche und das Pfahlmaterial beeinflusst. Durch die Verschiebungen der Körner gegeneinander wird ein Teil der Bewegungsenergie in Wärme dissipiert. Diese Dämpfung entspricht dem verschiebungsabhängigen statischen Anteil der äußeren Dämpfung (PLAßMANN, 2002) und wird durch die Dämpfungskapazität charakterisiert, welche das Verhältnis der Dissipation  $\Delta W$  zur elastischen Energie  $W$  während eines Lastwechsels darstellt. In der Wellengleichung wird der Anteil durch eine viskose Dämpfungskraft berücksichtigt.

BALTHAUS (1986) wertet in seiner Arbeit Ergebnisse zahlreicher Autoren aus und kommt zu dem Ergebnis, dass die Scherzonendicke für glatte Oberflächen sehr gering für raue Oberflächen jedoch bis zum 15-fachen mittleren Korndurchmesser des Bodens sein kann. Mit der Rauigkeit der Oberfläche des Pfahlmantels nehmen auch die Schubverformungen in der Scherzone und damit die Größe der dissipativen Dämpfung zu.

Die Interaktion entlang des Pfahlmantels und am Pfahlfuß mit dem umgebenden Boden führt weiterhin zur Abstrahlung von mechanischer Energie in den Halbraum (Bild 2.11). Diese Energieabstrahlung ist keine Dämpfung im eigentlichen Sinn, bewirkt aber denselben Effekt einer

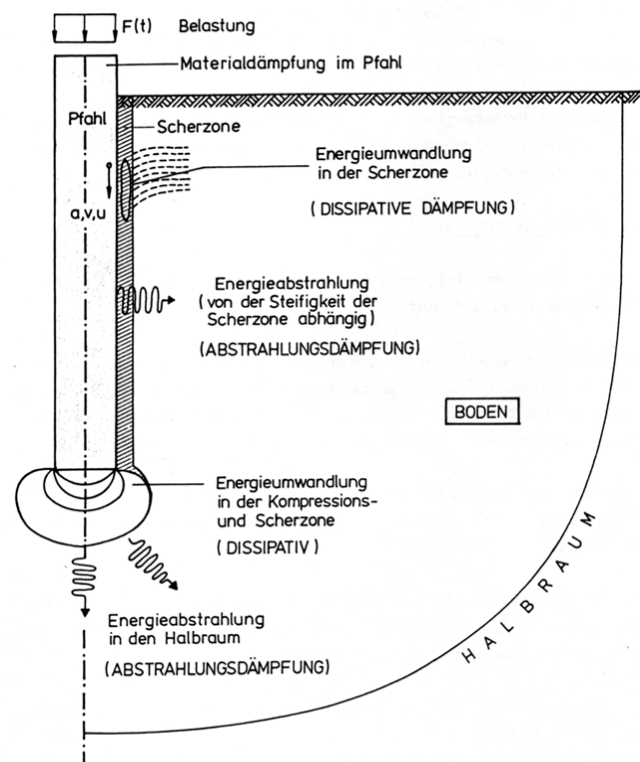


Bild 2.11: Schematische Darstellung von Dämpfungsarten am Pfahl (BALTHAUS ET AL., 1991).

wesentlichen Abnahme der Bewegungsamplituden. Die Energieabstrahlung wird auch als geometrische Dämpfung bezeichnet und entspricht dem dynamischen Anteil der äußeren Dämpfung. Im 1-D Modell wird dieser Anteil näherungsweise durch zusätzliche viskose Dämpfer am Pfahlfuß und entlang des Pfahlmantels berücksichtigt. Das Kräftegleichgewicht wird erweitert durch

$$F = \mu dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - k \cdot u - b \cdot \frac{\partial u}{\partial t}, \quad (2.29)$$

- $k$  elastische Federkonstante, verschiebungsabhängiger statischer Anteil,
- $b$  viskose Dämpfungskonstante, geschwindigkeitsabhängiger dynamischer Anteil.

Die Dämpfung in nicht bindigen Böden ist bei sonst gleichen Materialparametern geringer als in bindigen Böden (HARTUNG, 1991). Nach VAN FOEKEN ET AL. (1997) wird die Dämpfung durch die Lagerungsdichte bestimmt. Je steifer der Boden, desto stärker ist die Dämpfung. So können Schichtwechsel je nach Lage zu Einflüssen in der Geschwindigkeits-Zeit-Darstellung führen, wie in Bild 2.10 schematisch gezeigt ist. Ein Bericht von STARKE ET AL. (1988) bestätigt diesen Sachverhalt. Die Autoren zeigen, dass eindeutige Zusammenhänge zwischen Schichtenfolge, Bodenart und Verlauf der Dämpfung über die Tiefe jedoch noch nicht gefunden wurden.

Beide Ergänzungen des dynamischen Gleichgewichts führen zur erweiterten Wellengleichung des eindimensionalen Pfahl-Boden-Modells

$$\underbrace{\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}}_{\text{freier, ungedämpfter Pfahl}} + \underbrace{\frac{k}{A \cdot \rho} \cdot u}_{\text{elast. Bodendämpfung (stat. Anteil)}} + \underbrace{\frac{b}{A \cdot \rho} \frac{\partial u}{\partial t}}_{\text{viskose Bodendämpfung (dyn. Anteil)}} - \underbrace{\frac{\eta_p}{\rho} \cdot \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \cdot \partial t}}_{\text{viskose Dämpfung des Pfahlmaterials}} = 0. \quad (2.30)$$

Dieses Modell ist nach NATKE (1992) ein viskos und strukturell gedämpftes System. Die resultierenden Wellen verhalten sich physikalisch dispersiv. Die Lösung ist mit der d'Alembertschen Integrationsmethode nicht mehr möglich. Heute werden numerische Verfahren zur Lösung angewendet, die durch iterative Anpassung der Pfahl- und Bodeneigenschaften ein Berechnungsergebnis erzielen, dass einem Messergebnis möglichst gut entsprechen soll (Kap. 2.5). Die dafür erforderlichen Annahmen sollen durch das in dieser Arbeit vorgestellte Messsystem auf Basis der erweiterten Pfahlinstrumentierung mit faseroptischen Sensoren minimiert und damit die beschriebenen Dämpfungsanteile besser quantifiziert werden.

### 2.3.4 Einflüsse auf die Wellenausbreitung im Pfahl

Die Eigenschaften der eingeleiteten Wellen (Wellenlänge, Frequenzgehalt, Stoßdauer) sind maßgebend zur Lokalisierung und Quantifizierung von Abweichungen nach Bild 2.1 (PLAßMANN, 2002). Darauf wird im Kap. 2.4.4 (Tabelle 2.5) und Kap. 5 noch näher eingegangen. Diese können durch die Wellenausbreitung nur erfasst werden, wenn die kleinste Wellenlänge mit den Abmessungen der Fehlstelle vergleichbar ist (GROßE, 1996). Eine Stoßbelastung hat ein kontinuierliches Frequenzspektrum zur Folge, dass durch die Grenzfrequenz  $f_{\text{Grenz}}$  (maximaler Frequenzgehalt) beschränkt ist. Mit der Belastungsdauer  $t_c$  gilt für einen Rechteckimpuls

$$f_{\text{Grenz}} = \frac{1}{t_c}. \quad (2.31)$$

Diese Grenzfrequenz kann nach PLABMANN (2002) näherungsweise auch für einen halbsinusförmigen Stoß angewendet werden. Daraus ergibt sich die Grenzwellenlänge  $\lambda_{\text{Grenz}}$  zu

$$\lambda_{\text{Grenz}} = \frac{c_D}{f_{\text{Grenz}}} = t_c \cdot c_D \quad (2.32)$$

Der maximale Frequenzgehalt der Anregung ist abhängig von den elastischen Eigenschaften des Materials und von dessen Gestalt. Daher muss für jede Fragestellung die Impulserzeugung entsprechend angepasst und diese bei den Interpretationsmöglichkeiten berücksichtigt werden. In PLABMANN (2002) sind dazu umfangreiche Untersuchungen an Modellpfählen vorgestellt. Ideal ist eine Stoßbelastung hinsichtlich der Auflösbarkeit auch kleiner Strukturabweichungen, wenn diese von hoher Intensität und kurzer Dauer ist. Wird die Belastungsdauer jedoch zu klein, treten Wellenüberlagerungen mit Querschwingungen auf, sodass diese störenden dreidimensionalen Effekte in der Bewertung der Wellenausbreitung berücksichtigt werden müssen. Ist die Belastungsdauer zu groß, können andererseits Überlagerungen mit Reflexionen vom Pfahlfuß oder anderen Grenzflächen entlang des Pfahls auftreten. In Abhängigkeit von Pfahldurchmesser  $d$  und -länge  $l$  kann für die Grenzwellenlänge des Stoßes der Bereich

$$2 \cdot d \leq \lambda_{\text{Grenz}} \leq 2 \cdot l \quad (2.33)$$

definiert werden, um die genannten Einflüsse zu vermeiden.

Des Weiteren beeinflussen die Betoneigenschaften und eventuelle auftretende Absetzvorgänge des Frischbetons die Wellenausbreitung. Insbesondere bei Ortbetonpfählen ist von veränderlichem Materialverhalten über die Pfahllänge auszugehen. Folge davon sind abschnittsweise unterschiedliche Wellengeschwindigkeiten und Teilreflexionen aus der Mikrostruktur.

Die mechanischen Eigenschaften des Betons stellen sich, bedingt durch den zeitlichen Verlauf der Hydratation, erst allmählich ein. Diese Festigkeitsentwicklung hat Einfluss auf die somit zeitlich veränderliche Größe der Wellengeschwindigkeit. Die Wellengeschwindigkeit wird darüber hinaus bei der Existenz von Haarrissen reduziert (PLABMANN, 2002).

Die Anwendung der 1-D Wellentheorie führt an Systemrändern und bei Abweichungen von den genannten Annahmen zu Fehlern. In Bereichen mit Diskontinuitäten und bei geringer Schlankheit treten dreidimensionale Effekte auf. Weiterhin entstehen bei axialen Stabverformungen aufgrund der Querdehnung transversale Bewegungsanteile. Radiale Bewegungen können auch andere Ursachen haben, die durchaus in der Praxis der Pfahlprüfung gegeben sind:

- exzentrische Belastung bei der Anregung,
- Materialinhomogenitäten,
- anisotropes Materialverhalten und
- eventuelle Vorspannungen.

Das kontinuierliche Frequenzspektrum einer Stoßbelastung enthält Anteile unterschiedlicher Frequenz, Wellenlänge und Phasengeschwindigkeit. Nach ELMER (2002) nimmt die resultierende Gruppengeschwindigkeit mit der Frequenz bzw. mit der Wellenlänge von  $c = c_D$  über  $c_s$  bis  $c_R$  ab (Dispersion).

Die beschriebene visko-elastische Dämpfung verursacht, bedingt durch die Unterschiede zwischen Phasen- und Gruppengeschwindigkeit, auch die Verbreiterung der Wellenform und zusätzlich eine Amplitudenreduktion. Bild 2.12 verdeutlicht diese Zusammenhänge im Zeit- und Frequenzbereich.

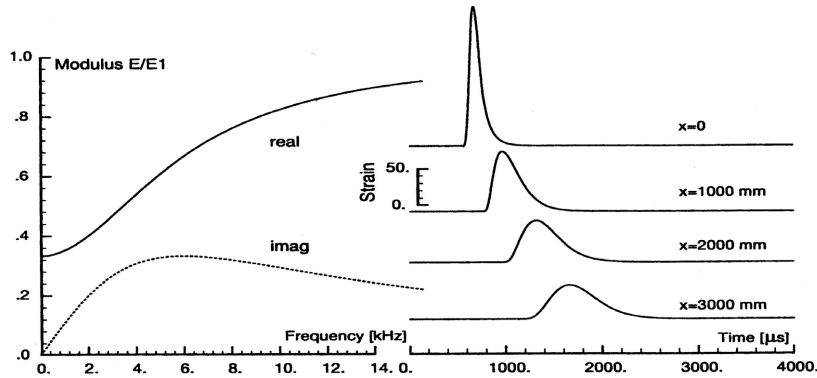


Bild 2.12: Wellenausbreitung im Stab mit visko-elastischen Eigenschaften (DOYLE, 1997):  
 $E/E_1$ : Verhältnis von E-Modul mit und ohne Berücksichtigung visko-elastischer Effekte.

Betrachtet man die Wellenausbreitung an einem bestimmten Ort zu einer bestimmten Zeit, erhält man eine Information über den aus verschiedenen Teilen zusammengesetzten Wellenzug, der sich mit einer Gruppengeschwindigkeit fortpflanzt. Zu verschiedenen Zeitpunkten sind die Wellenformen unterschiedlich. Um die im überlagerten Signal enthaltenen Anteile zu charakterisieren, ist eine Analyse im Frequenzbereich hilfreich.

Die wesentlichen Unterschiede der beschriebenen Einflüsse zur theoretischen Wellenausbreitung im 1-D Fall bestehen somit in den dispersiven Anteilen der Lösung und den transversalen Bewegungsanteilen.

Die Berücksichtigung dispersiver Anteile erfolgt bspw. durch die Lösung der Bewegungsgleichung für Biegewellen. Die allgemeine Form der DGL ist

$$\frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + a^4 \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0, \quad \text{mit} \quad (2.34)$$

$$\cdot c = \frac{1}{a} \sqrt{\omega}, \quad \omega \quad \text{Kreisfrequenz,}$$

als Lösung für die ersten beiden, nicht dispersiven Wellenterme. Es existieren weiterhin zwei disperse Wellenanteile. Diese spielen zur Erfüllung der Randbedingungen und zur Interpretation der Wellenausbreitung an Diskontinuitäten (Aufteilung in andere Wellenarten, Änderungen der Ausbreitungsgeschwindigkeit) nach DOYLE (1997) eine große Rolle.

In der Literatur finden sich unterschiedliche Formulierungen zur Korrektur der Bewegungsgleichung für den 1-D Fall. In ZUKAS ET AL. (1982) und DOYLE (1997) ist die auf LOVE (1944, zit. in ELMER, 1995) zurückgehende modifizierte Theorie der 1-D Wellenausbreitung beschrieben. Transversale Einflüsse werden darin durch folgende Erweiterung berücksichtigt

$$c_D^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \left( \frac{\nu^2 r^2}{2} \frac{\partial^4 u}{\partial x^2 \partial t^2} \right). \quad (2.35)$$

Die Lösung ergibt sich durch das Verhältnis von Phasen- zu Dehnwellengeschwindigkeit

$$\frac{c_p}{c_D} = 1 - \nu^2 \pi^2 \left( \frac{r}{\lambda} \right)^2 \quad \text{mit} \quad (2.36)$$

- $r$  Radius des zylindrischen Stabs, Balkens,
- $\nu$  Poissonzahl.



Die so genannte Mindlin-Herrmann Stabtheorie berücksichtigt zwei Wellenformen, radiale Bewegungen unabhängig von axialer Verformung und stellt eine Erweiterung dieser Theorie dar. Weiterhin existieren Theorien zur Berücksichtigung von drei Wellenformen. Bild 2.13 fasst den durch verschiedene Theorien berücksichtigten Einfluss physikalischer Dispersion zusammen.

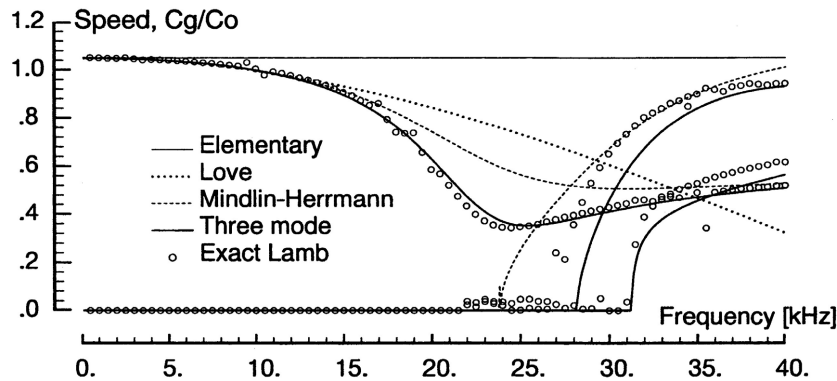


Bild 2.13: Dispersion für unterschiedliche Theorien der Wellenausbreitung im Stab (DOYLE, 1997):  $c_g$ : Gruppengeschwindigkeit,  $c_0$ : Geschwindigkeit der Dehnwelle im Stab (1-D Fall).

Die Ausführungen verdeutlichen, dass sich beim Auftreffen von Wellenfronten auf Grenzflächen oder Inhomogenitäten die Eigenschaften des Wellenzuges verändern. Bei Impedanzwechseln erfahren Wellen Reflexion, Transmission und Refraktion. Aus Gleichgewichtsgründen entstehen dadurch neue Wellenanteile, die sich nicht zwangsweise in Längsrichtung ausbreiten. Die Wellenfronten sind nicht a priori eben. Durch die Belastung wird zudem ein dreidimensionaler Spannungszustand erzeugt. Weitere Einschränkungen ergeben sich durch Belastungen größerer Intensität, für die kein linear-elastisches Materialverhalten mehr angenommen werden kann.

Die Gültigkeit der 1-D Wellentheorie kann deshalb nicht uneingeschränkt angenommen werden. Zur Analyse der Wellenausbreitung ist eine dreidimensionale Abbildung des Pfahl-Boden-Systems hilfreich. Diese setzt jedoch Aufwand an Modellbildung und die genaue Kenntnis der Pfahl- und Bodeneigenschaften voraus. Der Genauigkeitsgewinn einer rechnerischen 3-D Betrachtung ist jedoch im Rahmen der an die Pfahlprüfung gestellten Anforderungen ohne zusätzliche zuverlässige Messinformationen nur schwierig abschätzbar.

Das Ziel dieser Arbeit ist deshalb nicht die Herleitung einer neuen modifizierten Bewegungsgleichung für die Wellenausbreitung im Pfahl, sondern die Entwicklung und Untersuchung eines neuen Messsystems zur erweiterten Pfahlinstrumentierung auf Basis faseroptischer Mikrodehnungssensoren. Mit verteilt in der Pfahlstruktur angeordneten Sensoren sollen diese zusätzlichen Messinformationen zunächst in Pfahllängsrichtung erhalten werden, mit deren Hilfe bestehende Theorien zur Berechnung der Pfahl-Boden-Interaktionen, die den im Folgenden näher beschriebenen dynamischen Pfahlprüfverfahren zugrunde liegen, überprüft und gegebenenfalls optimiert werden können.

## 2.4 Dynamische Integritätsprüfung nach dem Low-Strain-Verfahren

### 2.4.1 Allgemeines und Einordnung

Das Low-Strain-Verfahren (Hammerschlagmethode) wurde zur Längenbestimmung von Betonpfählen entwickelt. Seit ca. 30 Jahren wird es in Deutschland zur Qualitätskontrolle von Pfählen eingesetzt. Es sind Aussagen zu Pfahlgeometrie und Pfahlmaterial möglich (Bild 2.1).

Das Verfahren gehört nach der Einteilung klassischer Messverfahren der Baugrunderdynamik von ROESLER (1977) zu den seismischen Methoden. Dabei erfolgt eine nichtstationäre Impulsanregung auf ein Übertragungssystem. Die Systemantwort wird registriert und durch entsprechende Auswertung auf die Systemeigenschaften geschlossen. Der Autor unterteilt weiterhin in dynamische Methoden mit stationärer sinusförmiger Anregung, in Labormethoden (z. B. Resonant Column Test) und Korrelationsverfahren.

In ZFPBAU-KOMPENDIUM (2004) werden über 100 Prüfverfahren für das Bauwesen nach unterschiedlichen Kriterien klassifiziert. Demnach ist das Low-Strain-Verfahren ein zerstörungsfreies Prüfverfahren (von den Autoren als Pfahlprüfung bezeichnet), ähnlich der Impakt-Echo-Methode zur Prüfung einseitig zugänglicher, flächenhafter Betonbauteile.

Tabelle 2.1: Klassifizierungen der Integritätsprüfung nach dem Low-Strain-Verfahren (ZFPBAU-KOMPENDIUM, 2004).

Klassifizierungen	
Technisch	Prüfverfahren mit aufwendigen Geräten.
Ausprägung	Zerstörungsfrei.
Einsatzort	Messung und Auswertung direkt am Bauwerk möglich.
Auswertung	Die Untersuchung liefert Relativwerte vor Ort.
Handhabung	Durchführung der Untersuchung nur durch Spezialisten möglich.
Zeitaufwand	Weniger als eine Stunde.

Grundlagen und Weiterentwicklungen des Verfahrens sind vielfach in der Literatur beschrieben (z. B. ULRICH ET AL., 1983; BALTHAUS ET AL., 1984; MESECK, 1986; KLINGMÜLLER, 1993; RODATZ, 2001; PLÄSMANN, 2002). Internationale Fachtagungen tragen zur Diskussion und Akzeptanz kontinuierlich bei. KIRSCH ET AL. (2003) geben einen Überblick über die Erfahrungen mit dem Verfahren der zurückliegenden 25 Jahre in Deutschland. Im Weiteren werden wesentliche Aspekte zusammengefasst sowie die Möglichkeiten und Grenzen des Verfahrens dargelegt.

## 2.4.2 Durchführung und Messgeräte

Auf der Pfahlkopfoberfläche werden durch spezielle Handhämmer geringer Masse Körperschallwellen erzeugt. Diese pflanzen sich in Pfahllängsrichtung fort, werden am Pfahlfuß, an Impedanzänderungen und durch angreifenden Bodenwiderstand gebrochen und reflektiert (Bild 2.10). Die Wellenausbreitung wird ebenfalls auf der Pfahlkopfoberfläche mit einem Beschleunigungsaufnehmer erfasst. Daraus wird der Geschwindigkeits-Zeitverlauf bestimmt.

Bild 2.14 verdeutlicht, dass der erforderliche Geräteaufwand im Gegensatz zur Einschätzung nach Tabelle 2.1 gering ist. Die Durchführung der Messungen bedarf jedoch einiger Vorbereitungen und Voraussetzungen am Ort der Messung. Die Wichtigsten sind:

- Die Betonqualität an der Messstelle muss repräsentativ für den Pfahlbeton sein. Weiches Material sowie Rissbildung am Pfahlkopf können zu Fehlinterpretationen führen.
- Die Pfahlkopfoberfläche sollte eben und orthogonal zur Pfahllängsachse sein.
- Der Beschleunigungsaufnehmer muss senkrecht und unverschieblich auf der Pfahlkopfoberfläche durch Festhaltung oder spezielle Klebung befestigt sein.
- Die Messstelle sollte trocken sein.

Die Art der Aufnehmerankopplung hat großen Einfluss auf die Messergebnisse. Zu weiche Ankopplungen sind gleichzusetzen mit einer mechanischen Filterung des Messsignals. Dadurch

wird die Lokalisierung von Abweichungen im Pfahlkopfbereich reduziert (PLAßMANN, 2002). Weitere Ausführungshinweise sind z. B. in EA-PFÄHLE (2007) enthalten.

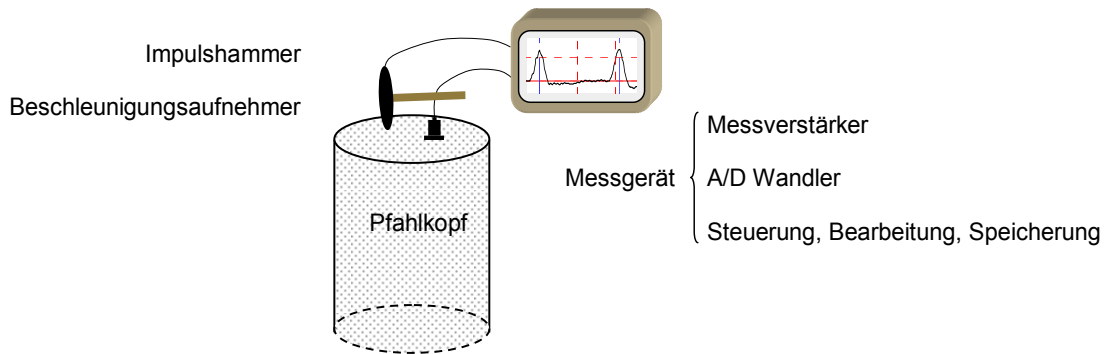


Bild 2.14: Messkette des Low-Strain-Verfahrens.

### 2.4.3 Auswertung, Interpretation und Bewertung

Der qualitative zeitliche Verlauf der Geschwindigkeit am Pfahlkopf ist Grundlage der Auswertung und Signalinterpretation. Es wird visuell hinsichtlich einer erkennbaren Reflexion vom Pfahlfuß und Impedanzänderungen untersucht. Impedanzverringerungen sind Zugwellenreflexionen und werden durch Signalausschläge mit gleichem Vorzeichen wie der Einleitungsimpuls erkannt (Bild 2.8). Druckwellenreflexionen weisen ein entgegengesetztes Vorzeichen auf und werden durch Impedanzvergrößerungen und steigenden Bodenwiderstand erzeugt (Bild 2.10).

Eine signifikante Pfahlfußreflexion ist Voraussetzung für eine zuverlässige Auswertung. Ohne deutliche Pfahlfußreflexion sind Impedanzänderungen, die zeitlich vor der erwarteten Fußreflexion im Messsignal enthalten sind, nur schwierig oder nicht interpretierbar. Infolge der im Kap. 2.3 beschriebenen Dämpfungseinflüsse muss das Messsignal i. d. R. verstärkt werden, um Reflexionen aus größerer Tiefe visualisieren zu können. Die Verstärkungsfunktion dient jedoch nicht der quantitativen Bewertung der Bodendämpfung.

Tabelle 2.2: Zusammenhänge zwischen Wellengeschwindigkeit und Betonqualität.

Zusammenhänge nach KIRSCH ET AL. (2003)				Beziehung zwischen Betonqualität und Wellengeschwindigkeit nach HAN BO-WEN (1988)	
$c_D$ [m/s]	$E_{dyn}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Betonfestigkeitsklasse (ca.)	E-Modul nach DIN 1045 [MPa]	$c$ [m/s]	Bewertung
				1.900	sehr schlecht
				1.900-2.800	schlecht
3.000	22.050	B5	18.000	2.800-3.300	mittel
3.250	25.878	B10	22.000	3.300-4.000	gut
3.500	30.013	B15	26.000		
3.750	34.453	B25	30.000		
4.000	39.200	B35	34.000	> 4.000	sehr gut
4.250	44.253	B55	39.000		

Ist eine deutliche Pfahlfußreflexion zu erkennen, wird entweder die Wellengeschwindigkeit für eine angenommene Pfahllänge bestimmt und mit Erfahrungswerten verglichen oder eine der Betonqualität und des Betonalters entsprechende Wellengeschwindigkeit angenommen und die zugehörige Pfahllänge bestimmt (Gl. 2.27). Für zur Pfahlherstellung verwendete Betone liegt die Wellengeschwindigkeit  $c_D$  erfahrungsgemäß zwischen 3.500 m/s und 4.200 m/s. Anhand der Wellengeschwindigkeit kann eine Bewertung der Betonqualität erfolgen (Tabelle 2.2).

Zusätzlich zu den Aussagen über die Integrität und Länge kann ein rechnerisches Impedanzprofil (Bild 2.15) erstellt werden. Dieses wird durch ein iteratives Verfahren (Signal-Matching) erhalten. Entsprechende Simulationsprogramme sind dafür verfügbar (z. B. PIT-W Professional, SITWAVE). Deren Nutzen ist jedoch eingeschränkt, da ohne zusätzliche Informationen keine Differenzierung zwischen den unterschiedlichen Ursachen für Impedanzänderungen vorgenommen werden können. Um dies zu minimieren, ist eine Pfahlschaftinstrumentierung und somit die Messwerterfassung in der Tiefe erforderlich.

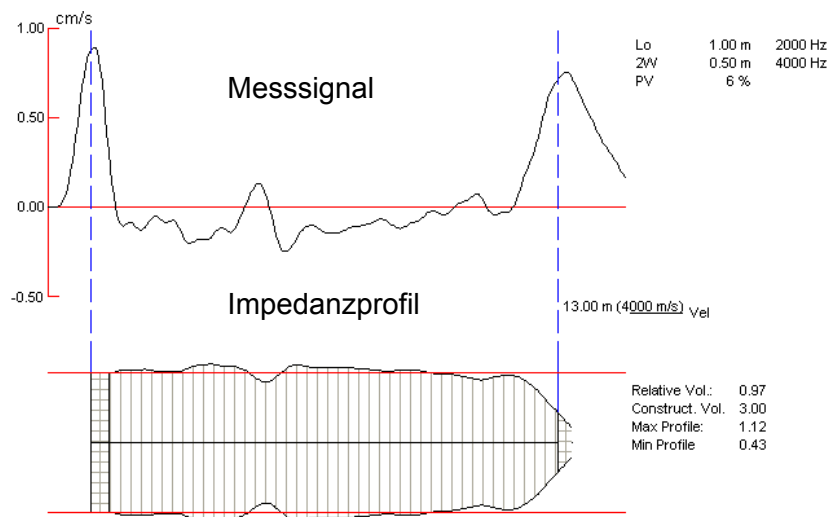


Bild 2.15: Beispiel einer erweiterten Signalauswertung durch Wellengleichungsprogramme mit Darstellung des rechnerischen Impedanzprofils (KIRSCH, 2003).

Eine Mobilitätsanalyse der Messsignale ermittelt die akustische Admittanz als Verhältnis zwischen Geschwindigkeit und Kraft im Frequenzbereich. Aus dem Frequenzunterschied  $\Delta f$  zwischen zwei Mobilitätsmaxima lässt sich die Pfahllänge ermitteln. Die dynamische Steifigkeit des Pfahlkopfs erhält man als zusätzliche Information aus dem Anstieg der Kurve bei den niedrigsten Frequenzen (PLAßMANN, 2002). Diese Auswertung erfordert die Messung der eingeleiteten Kraft durch entsprechend instrumentierte Impulshämmer. Umfangreiche theoretische Grundlagen zur Beschreibung von Wellenausbreitungsvorgängen im Frequenzbereich sind in DOYLE (1997) enthalten.

Bei der abschließenden Beurteilung war in den vergangenen Jahren folgende Einteilung in Ergebnisklassen nach DGGT (1998) Stand der Technik:

- Ergebnisklasse 1: Der Pfahl ist in Ordnung,
- Ergebnisklasse 2: Der Pfahl ist nicht in Ordnung, geringe Qualitätsminderung,
- Ergebnisklasse 3: Der Pfahl ist nicht in Ordnung, erhebliche Qualitätsminderung,
- Ergebnisklasse 4: Das Messsignal ist nicht auswertbar.

In den neuen Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle der DGGT (EA-PFÄHLE, 2007) wurde eine Überarbeitung dieser Einteilung aufgenommen. Diese ist in Tabelle 2.3 gegeben. Ziel der Klassifizierungen ist eine einheitliche Bewertung von Messergebnissen bei Angabe möglicher Ursachen evtl. festgestellter Abweichungen.

Tabelle 2.3: Ergebnisklassifizierung nach EA-PFÄHLE (2007)

Einteilung	Benennung	Mögliche Ursachen bzw. Merkmale im Signalverlauf
0	Signal nicht auswertbar	<ul style="list-style-type: none"> <li>- unzureichende Vorbereitung der Messungen am Pfahlkopf (z. B. inhomogener Beton, Risse, Verunreinigungen, loses Material, keine Zugänglichkeit),</li> <li>- geringes Betonalter (weicher Beton),</li> <li>- Schwingungsüberlagerungen (durch z. B. mitschwingende Bewehrung, angreifende Sauberkeitsschicht, im Pfahl eingebundene Bauteile).</li> </ul>
A1	Pfahl ist in Ordnung	<ul style="list-style-type: none"> <li>- deutliche Pfahlfußreflexion in erwarteter Tiefe bei realistischer Wellengeschwindigkeit,</li> <li>- keine Impedanzverringerungen,</li> <li>- Impedanzvergrößerungen nur bis zu definierter Toleranzbreite.</li> </ul>
A2	keine Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit erkennbar	<ul style="list-style-type: none"> <li>- deutliche Pfahlfußreflexion in erwarteter Tiefe bei realistischer Wellengeschwindigkeit,</li> <li>- Impedanzvergrößerungen über die Toleranzbreite nach A1 hinaus sind zulässig,</li> <li>- durch Bodendämpfung verursachte Signalabweichungen von der Nulllinie können enthalten sein,</li> <li>- durch starke Bodendämpfung nicht erkennbare Pfahlfußreflexion bei gleichzeitigem Fehlen von Impedanzverringerungen.</li> </ul>
A3	Pfahl mit geringer Qualitätsminderung	<ul style="list-style-type: none"> <li>- eindeutige Impedanzminderung bis ca. <math>\frac{1}{4}</math> Reduktion bei deutlicher Pfahlfußreflexion,</li> <li>- Abweichungen von der baustellentypischen Wellengeschwindigkeit von 5 % bis 10 % sind zulässig.</li> </ul>
B	Pfahl mit starker Qualitätsminderung	<ul style="list-style-type: none"> <li>- eindeutige starke Impedanzminderung von ca. <math>\frac{2}{3}</math> Reduktion bei noch erkennbarer Pfahlfußreflexion,</li> <li>- unterbrochene Betonsäule (z. B. Riss) ohne erkennbare Pfahlfußreflexion,</li> <li>- Abweichung von der baustellentypischen Wellengeschwindigkeit von &gt; 10 %.</li> </ul>

Die Einteilung in die Klassen A1, A2 und B sind dabei im Allgemeinen unproblematisch. Für A1 und A2 ist die Gebrauchstauglichkeit des Pfahls im Rahmen der Aussagemöglichkeiten des Verfahrens gegeben. Klasse B erfordert dagegen Ertüchtigungsmaßnahmen (z. B. Pfahlersatz). Klasse A3 verursacht oft Diskussionen über eine eventuell noch ausreichende Gebrauchstauglichkeit, evtl. notwendige Ertüchtigungsmaßnahmen oder erfordert weitergehende Untersuchungen. Die Klassen 0 und A3 weisen bereits auf Anwendungsgrenzen hin, die im Weiteren näher betrachtet werden.

#### 2.4.4 Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen

Die Möglichkeiten und Grenzen von Messverfahren sollten im Allgemeinen immer bei deren Anwendung offen diskutiert werden. In der Praxis geschieht dies in sehr unterschiedlicher Ausprägung. In Tabelle 2.4 sind diese für das Low-Strain-Verfahren gegenübergestellt.

Tabelle 2.4: Möglichkeiten und Grenzen des Low-Strain-Verfahrens.

Möglichkeiten	Grenzen
<b>Pfahllänge</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bestimmung der Länge anhand der Fußreflexion durch Annahme einer mittleren Wellengeschwindigkeit für das Pfahlmaterial.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Die Bestimmung der Pfahllänge ist nicht immer möglich. Dies ist bei nicht eindeutig erkennbarer oder fehlender Pfahlfußreflexion infolge Bodendämpfung der Fall.</li> </ul>
<b>Änderung von Material- und/oder Querschnittseigenschaften</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Die Lokalisierung von Querschnittsänderungen ab ca. 5 % bis 10 % bei örtlich schneller Änderung ist möglich.</li> <li>- Scherflächen unbewehrter Pfähle werden erkannt.</li> <li>- Horizontale und geneigte Risse sowie Pfahlbrüche werden erkannt.</li> <li>- Pfahlverbindungen (Kupplungen) werden erkannt.</li> <li>- Unterbrechungen in der Betonsäule werden im Allgemeinen erkannt.</li> <li>- Geringe Qualität des Pfahlbetons durch reduzierte Wellengeschwindigkeit im Vergleich zum Mittelwert feststellbar.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Kleinere und allmähliche Änderungen bleiben in der Regel unerkannt.</li> <li>- Unsymmetrische Änderungen können von symmetrischen nicht unterschieden werden.</li> <li>- Die Lage von Abweichungen im Querschnitt (z. B. einseitige Fehlstellen) wird nicht erkannt.</li> <li>- Die Quantifizierung von Impedanzänderungen ist aufgrund der nicht bekannten Dämpfung durch Pfahlmaterial und Boden nicht exakt möglich.</li> <li>- Es ist keine Beurteilung der Betondeckung hinsichtlich des Korrosionsschutzes möglich.</li> <li>- Rückschlüsse auf Haarrisse sind nicht möglich bzw. nur bei Laufzeitminderungen abschätzbar.</li> <li>- Die Lokalisierung von Haarrissen ist i. d. R. nicht möglich.</li> <li>- Risse parallel zur Pfalachse sind nicht eindeutig feststellbar.</li> <li>- Geringe Qualitätsminderungen (Querschnitt, Einschlüsse von Boden) sind nicht eindeutig identifizierbar.</li> </ul>
<b>Weitere Parameter</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Der indirekte Nachweis der inneren Tragfähigkeit liefert die Bestätigung der Voraussetzungen zur äußeren Tragfähigkeit bezogen auf die Pfahleigenschaften.</li> <li>- Die Erkennung starker Schichtwechsel im Baugrund ist möglich.</li> <li>- Es ist eine Vielzahl von Prüfungen je Zeiteinheit im Vergleich zu anderen Verfahren möglich. Das Verfahren ist sehr wirtschaftlich.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Es sind keine quantitativen Aussagen über Pfahlwiderstände möglich.</li> <li>- Bewehrungslänge und Bewehrungsgehalt sind nicht feststellbar.</li> <li>- Das Verfahren kann nicht als Abrechnungsgrundlage für Materialverbrauch benutzt werden.</li> </ul>

Der Erfolg der Messung und die Aussagemöglichkeiten sind in hohem Maße von der Qualität der aufgezeichneten Messsignale abhängig. Die Pfahlkopfvorbereitung (Kap. 2.4.2) spielt dabei eine wesentliche Rolle.

Die Bewertung der Anwendungsmöglichkeiten erlaubt den Schluss, dass das Verfahren zur Bestimmung maßgeblicher Abweichungen ein gutes Instrument der Qualitätskontrolle ist. Vorteilhaft ist weiterhin, dass keine Vorauswahl der Prüfpfähle erfolgen muss, wie bspw. bei der Ultraschallprüfung. Der Aufwand zur Durchführung ist gering und verursacht nur geringe Kosten. Für die Auswertung sind gute geotechnische und messtechnische Kenntnisse sowie ausreichend Erfahrung erforderlich.

Eine wesentliche Grenze ist die Quantifizierung von Abweichungen. PLÄßMANN (2002) findet in Abhängigkeit der Wellenlänge Grenzwerte bezüglich deren Ausdehnung in Pfahllängsrichtung

(Tabelle 2.5). Demnach sind ab einer Breite  $B_{FS}$  (in Pfahllängsrichtung) von ca.  $\lambda_{Grenz}/40$  Abweichungen anhand des Geschwindigkeits-Zeitverlaufs lokalisierbar jedoch noch nicht quantifizierbar. Erst ab einer Breite von ca.  $\lambda_{Grenz}/4$  ist zusätzlich zur Lokalisierung eine Aussage über die Ausdehnung in Längsrichtung möglich. Angaben zur bestimmaren Größe von Abweichungen in Querschnittsrichtung werden vom Autor nicht gegeben. Für kleine Abweichungen wird eine quantitative Auswertung nach HARTUNG (1991) unmöglich.

Tabelle 2.5: Lokalisierung und Quantifizierung von Querschnittsminderungen (Fehlstellenbreite  $B_{FS}$  in Richtung der Pfahllängsachse) aus PLÄMMANN (2002).

Fehlstellenbreite	Symptom zur Fehlstellendetektion	
	Wellengeschwindigkeitsänderung	Fehlstellenreflexionen
$0 < B_{FS} < \lambda/40$	qualitative Beurteilung möglich	keine Reflexionen interpretierbar
$\lambda/40 \leq B_{FS} < \lambda/4$	qualitative Beurteilung möglich	qualitative Lokalisierung der Fehlstelle möglich
$\lambda/4 \leq B_{FS}$	Beurteilung kann durch Reflexionsüberlagerungen in Abhängigkeit der Pfahlgeometrie erschwert werden	quantitative Bestimmung der Fehlstellengröße möglich

Nach KLINGMÜLLER (1993) können Impedanzänderungen, die durch Materialinhomogenitäten und Querschnittsänderungen sowie zusätzliche Bodeneinflüsse verursacht werden, nicht mehr zuverlässig interpretiert werden. Dies ist eine weitere wesentliche Grenze des Verfahrens. Im Allgemeinen wird eine Querschnittsänderung angenommen, wobei lokale Änderungen der Materialeigenschaften durchaus möglich sind. Zusätzlich müssen Informationen über die Bodenschichtung in die Interpretation einfließen.

Bei inhomogenen Materialien, wie Beton, wird durch die Messung am Pfahlkopf eine mittlere Wellengeschwindigkeit bestimmt. Dies kann zu fehlerbehafteten Interpretationen hinsichtlich der Betonqualität führen.

Sind mehrere Abweichungen in einem Pfahl vorhanden, treten Wellenüberlagerungen auf. Fehlinterpretationen oder nicht mögliche Auswertungen können die Folge sein.

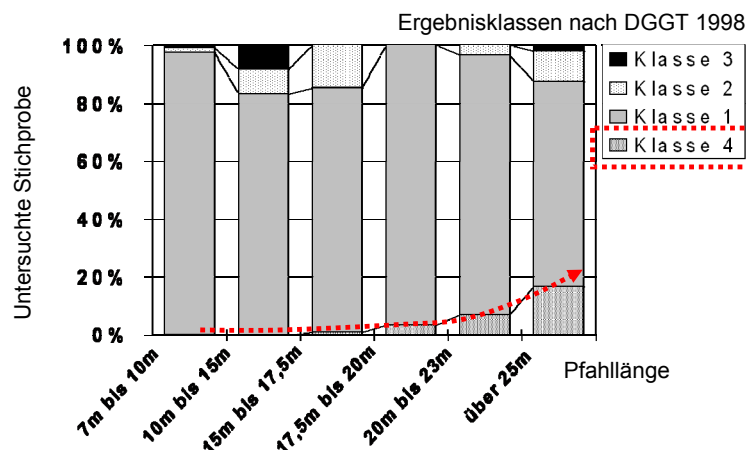


Bild 2.16: Zusammenhang zwischen Pfahllänge und nicht auswertbaren Messsignalen aufgrund fehlender Pfahlfußreflexion (Ergebnisklasse 4) nach KIRSCH (2003).

Der Einfluss der Bodendämpfung auf das Messsignal kann sehr groß sein, wodurch die prüfba-re Pfahllänge begrenzt wird. Bild 2.16 verdeutlicht diesen Sachverhalt. Der Anteil der Pfähle, die

aufgrund der Dämpfung keine Pfahlfußreflexion aufweisen und daher als nicht auswertbar in Ergebnisklasse 4 nach DGGT (1998) eingeteilt wurden (Punktlinie), nimmt mit steigender Pfahllänge ab 20 m maßgeblich zu. Werte für prüfbare Pfahllängen größer als 20 m werden auch nach EA-PFÄHLE (2007) nicht angegeben.

Die Genauigkeit des Low-Strain-Verfahrens wird von STARKE ET AL. (1988) mit  $\pm 15\%$  bezüglich geometrischer Abmessungen angegeben. Hinsichtlich der quantitativen Fehlstellenbestimmungen durch Simulationsrechnungen (Signal-Matching) geben MIDDENDORP ET AL. (1988) ebenfalls eine Genauigkeit von  $\pm 15\%$  an. Nach KLINGMÜLLER (1993) beträgt die Genauigkeit, mit der Pfahlschädigungen angegeben werden können, ca. 20 % der Querschnittsfläche. Als Voraussetzung dafür nennt der Autor die Existenz einer deutlichen Pfahlfußreflexion.

Aufgrund heutiger Erfahrungswerte kann hinsichtlich der Längenermittlung und der Bestimmung der Tiefe von Abweichungen eine Genauigkeit von ca.  $\pm 5\%$  als Stand der Technik angesehen werden (EA-PFÄHLE, 2007). Die Quantifizierung von Abweichungen bleibt wegen der unbekannten Dämpfung weiterhin wesentlich unsicherer.

## **2.5 Dynamische Tragfähigkeitsprüfung nach dem High-Strain-Verfahren**

### **2.5.1 Allgemeines und Einordnung**

Die Grundlagen zur Anwendbarkeit der aus dem Beginn des 20. Jahrhunderts bekannten Theorie der 1-D Wellenausbreitung (TIMOSHENKO ET AL., 1934) zur Pfahlanalyse wurden von SMITH (1960) gelegt. Es folgten umfangreiche Forschungsarbeiten am Case Institute of Technology (heute Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio) auf diesem Gebiet (RAUSCHE ET AL., 1985). Heute stehen für das High-Strain-Verfahren teilweise automatisierte Berechnungsabläufe zur Verfügung, die eine schnelle und effiziente Prüfung nahezu aller Pfahlsysteme ermöglichen. In GOBLE (2004) ist die Historie der dynamischen Probelastungen beschrieben.

Eine Einordnung der High-Strain-Methode im Kontext der Pfahlprüfverfahren gibt Bild 2.3. Hauptsächlich zur Tragfähigkeitsbestimmung eingesetzt, dient jede Probelastung auch der Kontrolle der Ausführungsqualität (innere Tragfähigkeit, Pfahlintegrität).

Da die Pfahlstruktur bei sachgemäßer Durchführung und ordnungsgemäß hergestellten Pfählen mit diesem Verfahren planmäßig nicht zerstört wird, kann eine Zuordnung zu den zerstörungsfreien Prüfverfahren im Bauwesen (ZFPBAU-KOMPENDIUM, 2004) erfolgen. Die Methode ist an dieser Stelle unter dem Begriff Pfahlprüfung gemeinsam mit dem Low-Strain-Verfahren ohne weitere Differenzierung erwähnt. Durch die Prüfschläge tritt allerdings eine schrittweise Veränderung der Pfahl-Baugrund-Situation ein, die als beeinflussend bewertet werden kann. Unter Berücksichtigung dieser Interaktionen erscheint dem Verfasser eine Einteilung in die Kategorie 'zerstörungsarme Verfahren' nach ZFPBAU-KOMPENDIUM (2004) sinnvoll.

Allgemein werden Pfahlprobelastungen verwendet für

- die Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit von Einzelpfählen oder Pfahlgruppen zur Festlegung und Überprüfung von Bemessungsgrundlagen,
- die Prüfung der Eignung eines Pfahlsystems für den jeweiligen Baugrund und
- den Nachweis der Einhaltung von Verschiebungsgrenzwerten.

Notwendig ist die Durchführung von Probelastungen, wenn bezüglich Pfahlsystem und Baugrund keine ausreichenden Erfahrungen verfügbar sind, stark veränderliche Baugrundverhältnisse vorliegen oder Zweifel an der Belastbarkeit der Pfähle bzw. der Tragfähigkeit des Baugrundes existieren (DIN 1054:2005, DIN EN 1997-1:2008, EA-PFÄHLE, 2007).



## 2.5.2 Durchführung und Messgeräte

Die Prüfschläge werden auf der Pfahlkopfoberfläche durch beschleunigte Massen aufgebracht, wobei kinetische Energie in den Pfahl übertragen wird. Bei Ramppfählen dienen dazu in den meisten Fällen die zur Pfahleinbringung verwendeten Geräte. Bei anderen Pfahlsystemen werden spezielle Freifalleinrichtungen angewendet.

Die entstehenden Wellen pflanzen sich in Richtung der Pfahllängsachse fort. Reflexionen treten am Pfahlfuß, an Impedanzänderungen und bedingt durch Bodenwiderstand am Pfahlmantel auf (Bild 2.10). Die Wellengeschwindigkeit wird von den Materialeigenschaften des Pfahls bestimmt und vom Boden beeinflusst. Die reflektierten Wellenanteile werden am Pfahlkopf durch Beschleunigungs- und Dehnungsaufnehmer erfasst (Bild 2.17).

Das Prinzip des Verfahrens besteht unter Berücksichtigung der 1-D Wellentheorie in der

- direkten Messung von Beschleunigung  $a(t)$  und Dehnung  $\varepsilon(t)$  am Pfahlkopf,
- indirekten Bestimmung der Geschwindigkeit und Kraft im Querschnitt,
- Separation der Wellenanteile (vgl. Anhang A1),
- Berechnung der Kraft und weiterer Größen in den Wellenanteilen,
- Berechnung des statischen Bodenwiderstands (äußere Tragfähigkeit).

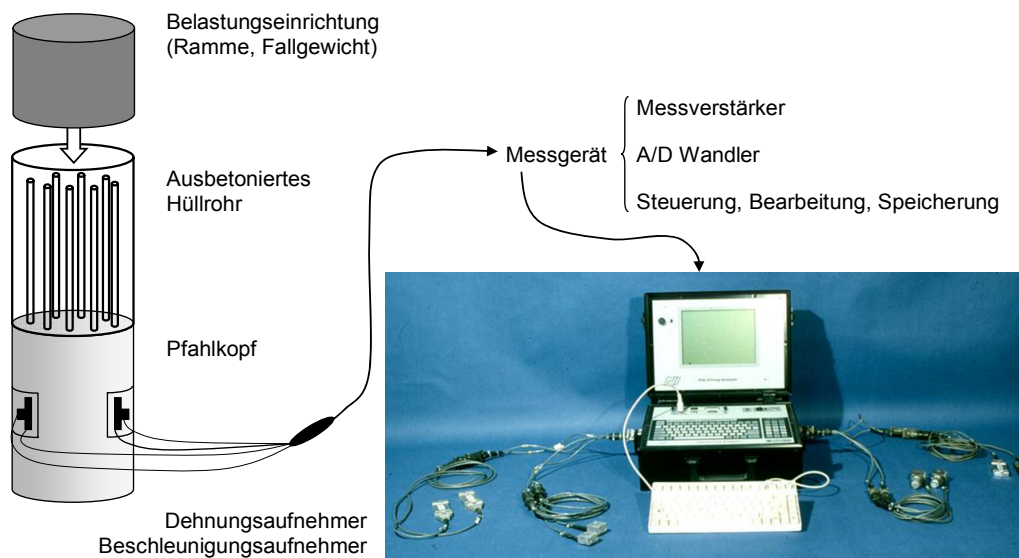


Bild 2.17: Messkette des High-Strain-Verfahrens und Beispiel eines Messgeräts.

Jeder aufgebrachte Schlag ist ein Prüfschlag. Es werden mehrere Prüfschläge pro Pfahl ausgeführt und die bleibenden Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden gemessen. Anhand dessen und der Entwicklung der aktivierten Tragfähigkeit kann eingeschätzt werden, ob alle am Pfahl angreifenden Widerstände geweckt wurden. Weitere Ausführungsdetails sind z. B. in EA-PFÄHLE (2007) beschrieben.

Prinzipiell bestehen drei Möglichkeiten der Durchführung, die sich in der Anzahl der Schläge und dem Zeitpunkt bzw. der Dauer der Messung voneinander unterscheiden (HUCH ET AL., 1999). Diese sind

- Rammbegleitende Messungen (nur für Ramppfähle),
- „End of Driving“ Test (nur für Ramppfähle),
- Wiederbelastungstest (Nachrammung, 'Restrike', für alle Pfahlsysteme).

Die kontinuierliche Messung während der Rammung von Pfählen gibt Kenntnis über die Entwicklung der Tragfähigkeit über die Tiefe durch Vor-Ort-Auswertung der Messung nach direkten Methoden. Anhand dessen können baubegleitend mögliche Optimierungen bezüglich der erforderlichen Absetztiefe oder Pfahlgeometrie festgelegt werden. Darüber hinaus erhält man indirekt Informationen über die Baugrundeigenschaften. Die Beurteilung der am Ende der Rammung erreichten Tragfähigkeit erfolgt durch Auswertung nach erweiterten Methoden im Anschluss an rambbegleitende Messungen für einen der letzten Rammschläge („End of Driving“ Test). Am häufigsten wird der 'Restrike' Test nach einer gewissen Standzeit des Pfahls im Baugrund ausgeführt. Der Prüfzeitpunkt sollte so gewählt sein, dass ein Großteil der Störungen des Baugrunds durch die Pfahlherstellung und somit zeitabhängige Tragfähigkeitsänderungen nach der Herstellung abgeklungen sind. Die Möglichkeiten der Qualitätskontrolle und -sicherung, die sich z. B. durch Kombination der drei Durchführungsarten ergeben, sind bspw. in HUCH ET AL. (1999, 2001) und SCHALLERT ET AL. (2003) beschrieben. Die Prüfung kann i. d. R. beendet werden, wenn

- die geforderte Sicherheit mit der aktivierten Tragfähigkeit erreicht ist,
- kein Zuwachs in der Tragfähigkeit bei aufeinander folgenden Schlägen zu verzeichnen ist,
- die Relativverschiebung je Schlag zu groß und die erwartete Tragfähigkeit nicht nachweisbar ist.

### 2.5.3 Auswertung, Interpretation und Bewertung

Bereits während der Durchführung der Messung können Aussagen über das Tragverhalten getroffen werden. Die angreifenden Bodenwiderstände am Pfahlmantel führen zu Reflexionen, die direkt anhand des Messsignals qualitativ bewertet werden können. Bild 2.18 zeigt die Signalverläufe eines überwiegend über den Pfahlfuß und eines über Mantelreibung tragenden Pfahls. Die schwarze Linie ist der Kraftverlauf ( $F$ ), die graue der aus dem Produkt von Impedanz und Teilchengeschwindigkeit ( $Z \cdot v$ ) gebildete Verlauf.

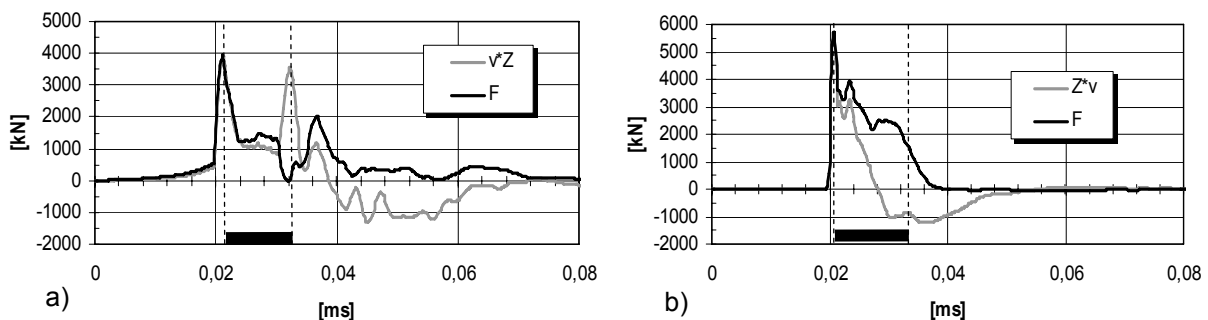


Bild 2.18: Messwertverlauf eines überwiegend über Spitzendruck a) und Mantelreibung b) abtragenden Pfahls.

Zu jedem Zeitpunkt  $t$  ist im Messsignal die Summe der den Pfahl ab- und aufwärts laufenden Wellenanteile enthalten. Die Separation der Wellenanteile liefert die Kräfte und Geschwindigkeiten in den abwärts ( $\downarrow$ ) bzw. aufwärts ( $\uparrow$ ) laufenden Wellen in Abhängigkeit der gemessenen Größen (vgl. Anhang A1)

$$F_{\downarrow} = \frac{1}{2}(F_{\text{gesamt}} + Zv_{\text{gesamt}}), \quad F_{\uparrow} = \frac{1}{2}(F_{\text{gesamt}} - Zv_{\text{gesamt}}). \quad (2.37)$$

Der Gesamtwiderstand, der aus den Messgrößen abgeleitet wird, besteht aus einem statischen und einem dynamischen Anteil. Bei der Bestimmung der statischen Tragfähigkeit wird zwischen direkten Methoden und erweiterten Methoden mit Modellbildung unterschieden. Basis der direkten Methoden ist die Subtraktion des dynamischen Anteils vom Gesamtwiderstand. Der Bodeneinfluss wird durch empirische Dämpfungsfaktoren in der Berechnung mit geschlossenen Formeln berücksichtigt. Die bekanntesten direkten Verfahren sind das CASE-Verfahren und das TNO-Verfahren (EA-PFÄHLE, 2007). Nach dem CASE-Verfahren ist der dynamische Anteil proportional der Teilchengeschwindigkeit am Pfahlfuß  $v_b$ . Das TNO-Verfahren verwendet für Pfahlmantel und Pfahlfuß unterschiedliche Dämpfungsfaktoren. Die Dämpfungsfaktoren beider Verfahren sind in EA-PFÄHLE (2007) gegeben. Der statische Widerstand nach dem CASE-Verfahren ergibt sich zu (vgl. Anhang A1)

$$R_{\text{stat}} = \frac{(1 - J_c)}{2} \cdot (F_{\text{gesamt}, t_1} + Zv_{\text{gesamt}, t_1}) + \frac{(1 + J_c)}{2} \cdot (F_{\text{gesamt}, t_2} - Zv_{\text{gesamt}, t_2}) \quad (2.38)$$

$t_1$  und  $t_2 = t_1 + 2 \cdot l/c$  bezeichnen die Zeitpunkte des Wellendurchlaufs am Messquerschnitt.

Neben den direkten Verfahren, die eine Vor-Ort-Auswertung ermöglichen, wurden erweiterte Methoden mit Modellbildung (CAPWAP und TNO-WAVE) entwickelt (RAUSCHE ET AL., 1985; MIDDENDORP ET AL., 1986). Bei diesen Methoden wird der Auswertung ein mechanisches Pfahl-Boden-Modell zugrunde gelegt. Pfahl und Baugrund werden diskretisiert und den einzelnen Segmenten Parameter zugewiesen. Diese Systemidentifikation erfolgt schrittweise unter Variation der Modellparameter, bis durch Iteration das Rechenergebnis dem Messergebnis möglichst gut angenähert ist (Signal-Matching). Das Modell wird anschließend einer simulierten statischen Belastung unterzogen. Einen Überblick über die Entwicklung der dynamischen Pfahlmodelle gibt z. B. TIEN (1987). In Bild 2.19 ist das heutige CAPWAP-Modell dargestellt.

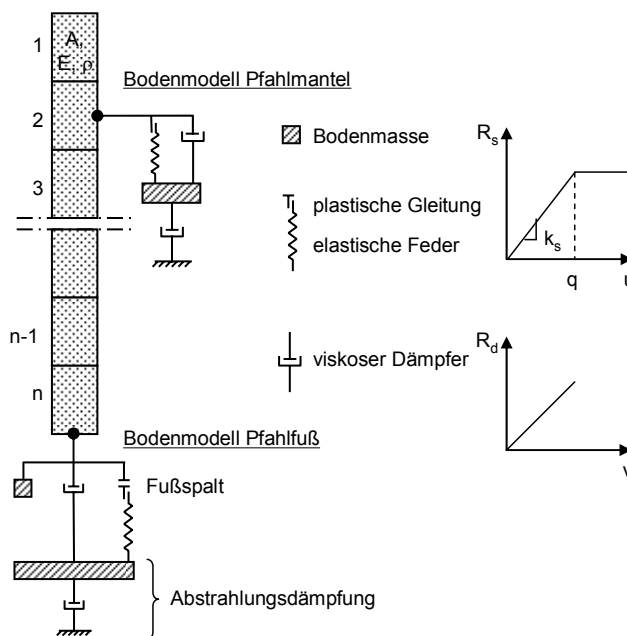


Bild 2.19: Pfahl-Boden-Modell (CAPWAP-Verfahren, nach PDI, 2000).

Da durch dieses Verfahren keine mathematisch eindeutige Lösung erhalten wird, erfordert die Auswertung von Messungen nach dem High-Strain-Verfahren großen geotechnischen Sachverstand bei der Parameterbestimmung.

Die daraus abgeleiteten Ergebnisse sind:

- der aktivierte statische Pfahlwiderstand zum Testzeitpunkt,
- Mantel- und Spitzenwiderstand,
- die Verteilung des Mantelwiderstands über die Einbindetiefe,
- eine rechnerische Widerstands-Setzungslinie,
- zusätzliche Parameter der Qualitätskontrolle,
- in den Pfahl eingeleitete Energie,
- Spannungskontrolle durch Monitoring von Druck- und Zugspannungen,
- Wirkungsgrad der Rammeinrichtung und
- zeitabhängige Tragfähigkeitsänderungen.

## 2.5.4 Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen

Im Folgenden sind zusätzlich zu den bereits genannten Ergebnissen des Verfahrens weitere Vorteile und Möglichkeiten sowie Nachteile und Grenzen zusammengefasst.

Tabelle 2.6: Möglichkeiten und Grenzen des High-Strain-Verfahrens.

Vorteile und Möglichkeiten	Nachteile und Grenzen
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Es sind viele Prüfungen je Zeiteinheit möglich.</li> <li>- Es sind im Vergleich zu statischen Probelastungen keine aufwendigen Geräte zur Bereitstellung von Reaktionskräften erforderlich.</li> <li>- Es kann flexibel auf lokal variierende und durch die Prüfung festgestellte Bodenverhältnisse reagiert werden (z. B. Anpassung der Pfahllänge).</li> <li>- Während der Prüfung ist das Erkennen von maßgeblichen Pfahldefekten möglich.</li> <li>- Zeitabhängige Tragfähigkeitsänderungen können durch Wiederholungsmessungen ermittelt werden.</li> <li>- Pfahlneigungen stellen bei der Prüfung von Rammpfählen keine Einschränkung dar.</li> <li>- Direkte Auswertemethoden ermöglichen eine Abschätzung der Tragfähigkeit während der Messung bei Annahme der Bodendämpfung.</li> <li>- Durch die erweiterten Auswerteverfahren mit Modellbildung sind beliebige Pfahlgeometrien modellierbar.</li> <li>- Anpassungen des Rammsystems sind durch die Ermittlung des Wirkungsgrads möglich.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Zeitabhängige Kriechverformungen können wegen der kurzen Belastungsdauer nicht erfasst werden.</li> <li>- Die Fallmasse muss ausreichend groß sein, um Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Baugrund zu ermöglichen und alle am Pfahl angreifenden Widerstände zu mobilisieren.</li> <li>- Die direkte Auswertung ist nur bei konstanter Pfahlimpedanz über die Länge möglich.</li> <li>- Die Homogenität des Pfahlbetons und ein konstanter Querschnitt sind nicht a priori gegeben. Der dynamische E-Modul wird anhand der Wellengeschwindigkeit aus dem Messsignal abgeleitet. Wird diese nur am Pfahlkopf bestimmt, ist eine Differenzierung über die Länge durch Annahmen im Modell gegeben. Die Querschnittsfläche kann ab Einbindung in den Baugrund abhängig vom Pfahlsystem und Baugrundaufbau nur geschätzt werden. Fehlerhafte Annahmen wirken sich direkt auf die bestimmte Tragfähigkeit aus, da Kräfte aus gemessenen Dehnungen am Pfahlschaft nur indirekt bestimmt werden.</li> <li>- Die gleichmäßige Dehnungs- und Spannungsverteilung im Querschnitt ist von der Qualität des eingeleiteten Stoßes abhängig und nicht in jedem Fall gegeben.</li> <li>- Durch die hohe dynamische Energie ist insbesondere bei Betonpfählen kein linear-elastisches Verhalten gegeben.</li> <li>- Die erweiterte Auswertung ermittelt eine angenäherte Beschreibung des wirklichen Verhaltens des Pfahl-Boden-Systems mit einer bestimmten Fehlergrenze zwischen Messung und Rechnung.</li> <li>- Die Auswertung liefert aufgrund der Modellbildung keine eindeutige Lösung und bedarf daher ausreichender geotechnischer Kenntnis.</li> <li>- Unsichere Ergebnisse können auch durch die Annahmen der Bodendämpfung entstehen.</li> </ul>

Der große Vorteil des High-Strain-Verfahrens ist die kurze Testzeit und somit geringe Kosten im Vergleich zu statischen Probelastungen, in den meisten Fällen bei guter Vergleichbarkeit der Ergebnisse bezogen auf die Gesamttragfähigkeit. Damit ist die Möglichkeit gegeben, eine große Anzahl von Pfählen eines Baufelds zu testen und die Sicherheit in Bezug auf die Aussagegenauigkeit zu erhöhen.

Aus den Grenzen des Verfahrens leiten sich Motivationen zur Optimierung ab. Im Rahmen dieser Arbeit wird dies mit dem Ziel der erweiterten Instrumentierung verfolgt. Damit soll die Zahl der zu schätzenden Parameter (CAPWAP-Modell, Bild 2.19) reduziert und die Sicherheit bezüglich der abgeleiteten tiefenabhängigen Größen, dynamischer E-Modul, Pfahllängskraft, Mantelreibungsverteilung, erhöht werden.

## **2.6 Vergleich axialer statischer und dynamischer Tragfähigkeitsprüfungen**

Generell müssen neue Messverfahren durch Vergleich mit zuverlässigen und anerkannten Verfahren validiert werden. Im Bereich der Pfahlprüfung liegen für die statische Probelastung die meisten Erfahrungswerte zur Bestimmung des Tragverhaltens von Pfählen vor. Die Ergebnisse dynamischer Probelastungen sollen daher, wenn möglich, an denen statischer Probelastungen kalibriert werden. Für große Baumaßnahmen bietet sich ein Probefeld zur Kalibrierung an, um anschließend baubegleitend eine Mehrzahl von Pfählen dynamisch prüfen zu können. Detaillierte Angaben zur statischen Probelastung sind in EA-PFÄHLE (2007) enthalten. Im Folgenden werden lediglich die wesentlichen Parameter vorgestellt, um eine Gegenüberstellung mit dynamischen Probelastungsergebnissen zu ermöglichen.

Bei axial auf Druck belasteten Pfählen wird bei der Standardausführung der statischen Probelastung die Prüflast über Pressen in den Pfahlkopf eingeleitet. Die aufgebrachte Kraft wird über Pressenmanometer und/oder Kraftmessdosen sowie die Verformungen am Pfahlkopf mit Wegaufnehmern an mehreren Stellen erfasst. Ergebnis ist die Widerstands-Setzungslinie (Bild 2.2) mit der Information über den Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Es existieren verschiedene Definitionen zur Grenzlastermittlung, die zu unterschiedlichen Ergebnissen führen. Nach PAIKOWSKY (2004) führt das Kriterium nach DAVISSON (1972) zu zuverlässigen Ergebnissen. Weitere Definitionen sind z. B. in WITZEL (2004) beschrieben.

Vergleiche von statischen und dynamischen Pfahlprüfungen wurden z. B. von LIKINS ET AL. (2004) vorgestellt, in die viele Ergebnisse aus vorangegangenen Veröffentlichungen eingeflossen sind. Insgesamt vergleichen die Autoren 303 Fälle, bei denen sowohl Fertigteilramm- als auch Ortbetonpfähle einbezogen wurden. Der globale Vergleich führt auf ein Verhältnis von CAPWAP-Ergebnis zur Grenztragfähigkeit aus statischer Belastung von 0,98 bei einem Variationskoeffizienten von 0,169. In weniger als 9 % der Fälle finden die Autoren eine Überschätzung der Tragfähigkeit von mehr als 10%. Die meisten CAPWAP-Ergebnisse sind nach dieser Auswertung geringfügig kleiner als die maximal aufgebrachte statische Last und somit konservativer. Damit weisen die Autoren die Tauglichkeit der dynamischen Verfahren durch eine fundierte statistische Absicherung nach. Zu ähnlichen Ergebnissen mit geringfügig größeren Abweichungen führt eine Auswertung von SCHAU ET AL. (1997) und SCHALLERT (2003). Bezüglich der Gesamttragfähigkeit liegen auch hier bis auf einige Ausnahmen die Abweichungen bei  $< \pm 10 \%$  (Bild 2.20). Dargestellt ist die Linie der maximalen Abweichung von  $\pm 20 \%$ .

Um den Vergleich hinsichtlich der Gesamttragfähigkeit sinnvoll herzustellen, müssen einige Parameter bezüglich der Prüfbedingungen berücksichtigt werden. Diese sind:

- gleiches Pfahlsystem in vergleichbarem Baugrund,
- gleiche Standzeit der Pfähle im Boden seit der Herstellung bis zum Prüfzeitpunkt bzw. ausreichende Standzeit zwischen zwei Prüfungen am gleichen Testpfahl,
- Berücksichtigung von möglichen Störungen im unmittelbaren Baugrundumfeld (Grundwasserverhältnisse, evtl. Bodenaushub, Herstellung von Nachbarpfählen),
- nur Prüfungen mit nachweislich erreichter Grenztragfähigkeit sind vergleichbar.

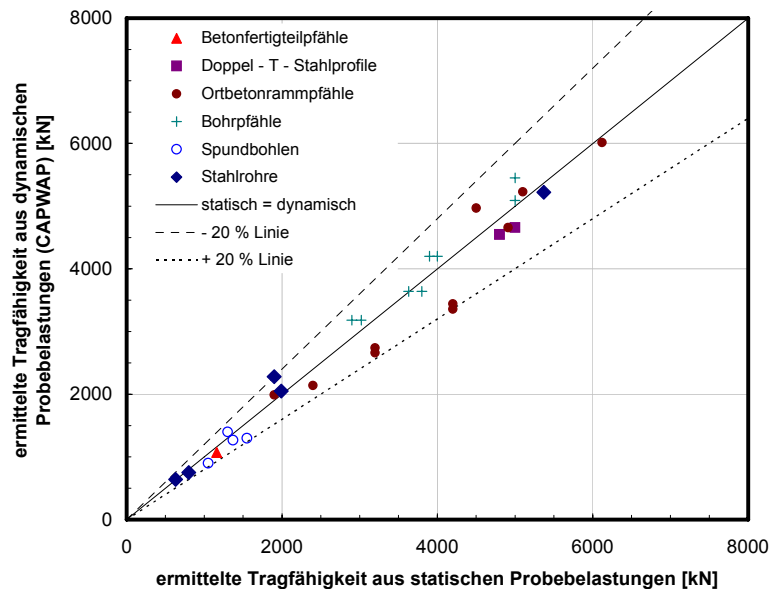


Bild 2.20: Vergleich von Ergebnissen nach dem CAPWAP-Verfahren mit statischen Probebelastungsergebnissen von 30 Pfählen, aus SCHALLERT (2003).

Kein Pfahl ist auch bei größtmöglicher Vergleichbarkeit identisch mit einem anderen. Unterschiede in der Herstellung und in den Baugrundverhältnissen führen zu unterschiedlichem Widerstands-Setzungs-Verhalten. Während statische Prüfungen über mehrere Stunden andauern und vor Lasterhöhung im Allgemeinen ein definiertes Kriechmaß eingehalten werden muss, erfasst der dynamische Test die angreifenden Widerstände in wenigen Millisekunden. Zeitabhängige Verformungen bei Lastkonstanz können daher mit dem High-Strain-Verfahren nicht ermittelt werden. Ein direkter Vergleich ist deshalb nur bedingt möglich. Gute Vergleichbarkeit bezüglich des Tragverhaltens ist vielfach im Bereich des Erstbelastungszyklus der statischen Widerstands-Setzungs-Linie gegeben.

Ein entscheidender Nachteil der statischen Probebelastung bei der Anwendung der Standardinstrumentierung am Pfahlkopf ist die Bestimmung der Grenzlast lediglich als Gesamttragfähigkeit ohne weitere Aufteilung (FELLENUS, 2002). Nur bei erhöhten Anforderungen an die Ergebnisse ist nach EA-PFÄHLE (2007) eine Pfahlinstrumentierung vorgesehen, wodurch Mantel- und Spitzenwiderstand separat bestimmt werden. Die Pfahlschaftinstrumentierung basiert dabei im Wesentlichen auf der integralen Dehnungsmessung entlang der Einbindelänge mit Aufnehmern großer Messlänge. Die gebräuchlichsten Dehnungsaufnehmer basieren auf den Prinzipien der Dehnungsmessstreifen (DMS) und der schwingende Saite. Weiterhin werden Extensometer, Gleitmikrometer und in jüngerer Zeit auch faseroptische Sensoren eingesetzt. Diese Aufnehmer sind jedoch derart konzipiert, dass die Dehnung durch die Belastung von dynamischen Tests nicht erfassbar ist. Da beim High-Strain-Verfahren heute ausschließlich Sensorik im Pfahlkopfbereich verwendet und erst durch die beschriebenen erweiterten Auswerteverfahren die Auftei-

lung in Mantelreibung und Spitzendruck vorgenommen werden kann, wird diesbezüglich auch der Vergleich zwischen gemessenen Größen der statischen und berechneten Größen der dynamischen Prüfungen erschwert. Gerade diese Vergleichbarkeit ist ein wesentlicher Vorteil des im weiteren Verlauf dieser Arbeit beschriebenen Messsystems.

FELLENIOUS (2002) fasst einige Beispiele instrumentierter statischer Probelastungen aus der Literatur mit unterschiedlichen Sensoren zusammen. Ziel dieser Untersuchungen war die Bestimmung einer realitätsnahen Verteilung des Mantelwiderstands unter Berücksichtigung im Pfahl verbliebener Kräfte durch Beanspruchungen vor der Probelastung (residual loads). Derartige Beanspruchungen entstehen bei der Herstellung von Rammpfählen durch jeden Rammschlag oder die Wirkung der Frischbetonsäule bei Ortbetonpfählen. Die Auswirkungen sind negative Schubspannungen zwischen Pfahl und Boden, ähnlich der Wirkung von negativer Mantelreibung bei Belastung des Baugrunds direkt neben der Pfahlgründung, sowie positive Schubspannungen im unteren Pfahlsegment und ein Anteil am Fußwiderstand. FELLENIOUS (2002) kommt zu dem Schluss, dass diese Kräfte entscheidenden Einfluss haben können und deren Bestimmung für die Verteilung von Kräften in Pfahl und Boden von großer Bedeutung ist.

Eine entscheidende Voraussetzung zur Bestimmung der 'residual loads' ist die Kenntnis des Startwerts der verwendeten Sensorik. In den meisten Fällen wird dieser zu Null definiert und somit bei Probelastungen nur die relative Änderung bestimmt. Die ermittelte Kräfteverteilung kann dadurch fehlerbehaftet sein.

Auch in diesem Zusammenhang kann das im Weiteren beschriebene Messsystem die entsprechende messtechnische Erfassung leisten und damit zur Erhöhung der erreichbaren Genauigkeiten beitragen.

## **2.7 Stand der Normung zu dynamischen Pfahlprüfungen**

In den vergangenen ca. 25 Jahren haben sich die dynamischen Pfahlprüfverfahren derart weiterentwickelt, dass diese bereits in vielen Ländern breite Akzeptanz erfahren und als Stand der Technik angesehen werden können. Dem wurde durch entsprechende Einbeziehung in die Normung in den letzten Jahren Rechnung getragen.

Im Zuge der Harmonisierung der europäischen Normung wurden in den vergangenen Jahren nationale Normen grundlegend überarbeitet. Auf Basis des Teilsicherheitskonzepts entstand eine Neufassung der DIN 1054 als einheitliches Normenwerk für die Bemessung geotechnischer Konstruktionen, die erst durch die offizielle Einführung der DIN EN 1997-1 (EC7) abgelöst wird. Die DIN 1054:2005 ist den Normen bezüglich der Herstellungsverfahren für die verschiedenen Pfahlsysteme, der zu verwendenden Baustoffe und der in diesem Zusammenhang durchzuführenden Qualitätssicherungsmaßnahmen übergeordnet. Tabelle 2.7 enthält die derzeit in Deutschland für Pfahlgründungen relevanten Normen.

Darüber hinaus existieren technische Regeln in Form von Empfehlungen. Diese sind

- Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen, 1998, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), abgelöst durch
- Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-PFÄHLE), Erstauflage 2007, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) und
- Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von „Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)“, 2001, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT).

Tabelle 2.7 Für Pfahlgründungen relevante Normen.

DIN 1054:2005	Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
DIN 4020:2003	Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
DIN EN 12063:1999	Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Spundwandkonstruktionen
DIN EN 12699:2001	Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau), Verdrängungspfähle
DIN EN 12794:2007	Betonfertigteile – Gründungspfähle
DIN EN 14199:2005	Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle)
DIN EN 1536:1999	Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Bohrpfähle
DIN EN 1997-1:2009	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1 Allgemeine Regeln, deutsche Fassung 2004

Die Empfehlungen (DGGT, 1998) wurden bis Ende 2006 im Unterausschuss Dynamische Pfahlprüfung des AK 2.1 der DGGT grundlegend überarbeitet. Diese Überarbeitungen sind in die EA-PFÄHLE (2007) eingeflossen. Diese ersetzen die Version aus 1998 und repräsentieren ergänzend zu DIN EN 1997-1 (EC7) und DIN 1054:2005-01 den Stand der Technik.

Nach DIN 1054:2005 und DIN EN 1997-1:2009 dürfen zur Ableitung der charakteristischen Pfahlwiderstände  $R_{1,k}$  dynamische Pfahlprobelastungen herangezogen werden. Je nach Anzahl der geprüften Pfähle sind dabei Streuungsfaktoren zu berücksichtigen, durch den der Messwert des Pfahlwiderstands  $R_m$  geteilt wird. Damit sollen Randbedingungen, wie z.B. die Art des Auswerteverfahrens, die Kalibrierung an statischen Pfahlprobelastungen oder der Ort der Probelastung (gleiches Baufeld oder andere Baumaßnahme) Berücksichtigung finden. Die Faktoren dürfen mit zunehmender Anzahl der Probelastungen abgemindert werden. Für die Anzahl der erforderlichen Prüfungen werden keine konkreten Angaben gemacht. International werden häufig dynamische Pfahlprobelastungen an etwa bis zu 10 % der Pfähle bzw. mindestens 2 Pfählen pro Pfahltyp in gleichem Baugrund ausgeführt.

Auch das Low-Strain-Verfahren ist zur Durchführung an einer auf die Verhältnisse ausgewählten Stichprobenzahl zur Qualitätskontrolle und Bewertung von Pfählen insbesondere dann empfohlen, wenn Pfahlschäden vermutet werden. Das Low-Strain-Verfahren allein ist jedoch nicht für einen Nachweis der inneren Tragfähigkeit ausreichend. Nach EA-PFÄHLE (2007) sollen mindestens 10 % der Pfähle bzw. 3 Pfähle je Pfahltyp und einheitlicher Baugrundverhältnisse geprüft werden. Damit ist ein großer Interpretationsspielraum bezüglich der Anzahl zu prüfender Pfähle belassen. Im internationalen Vergleich werden bspw. in Malaysia bei vielen Projekten nahezu 100 % aller Pfähle auf Integrität geprüft (PENG, 2004). Im Allgemeinen sollte die Anzahl der Prüfungen in Abhängigkeit der Ergebnisse festgelegt werden.

Die Qualitätssicherung von Ortbetonpfählen ist in DIN EN 1536:1999 für Bohrpfähle und in DIN EN 12699:2001 für Verdrängungspfähle geregelt. Die dort erwähnten Verfahren beziehen sich im Wesentlichen auf den Herstellungsprozess. Nach DIN EN 1536:1999 können Pfahlversuche zu Forschungs- und Untersuchungszwecken zum Nachweis des Widerstands-Verformungs-Verhaltens, der Mängelfreiheit und der richtigen Herstellung eingesetzt werden. Zu Pfahlversuchen werden hierbei statische Probelastungen, dynamische Probelastungen und Integritätsprüfungen gezählt.



Nach DIN EN 12699:2001 können außer statischen auch dynamische Probelastungen, Integritätsprüfungen nach dem Low-Strain-Verfahren und Ultraschallprüfungen durchgeführt werden. Es wird keine Anmerkung über die Anzahl der Prüfungen gegeben. Es wird jedoch als Anforderung definiert, dass die dynamischen Verfahren von ausreichend qualifiziertem Personal durchgeführt werden. Weiterhin ist in dieser Norm die Anwendung von Wellengleichungsprogrammen zur Prognose der Tragfähigkeit durch Rammbarkeitsstudien als Empfehlung gegeben.

In DIN EN 14199:2005 sind sowohl statische und dynamische Probelastungen als auch Integritätsprüfungen nach dem Low-Strain-Verfahren erwähnt. Das High-Strain-Verfahren sollte jedoch nur angewendet werden, wenn Vergleiche zu statischen Prüfungen eine zuverlässige Auswertung ermöglichen. Es wird keine Anmerkung über die Anzahl der Prüfungen gegeben.

DIN EN 12794:2007 gibt keine Hinweise auf statische und dynamische Pfahlprüfungen.

Eigenständige Normen zu den dynamischen Pfahlprüfverfahren, wie diese bspw. in den USA vorhanden sind (ASTM D4945-00, ASTM D5882-00, ASTM D6760-02), existieren in Deutschland nicht. Die Verfahren sind ausführlich in den EA-PFÄHLE (2007) behandelt, die jedoch nicht den Status einer Norm haben.

## **2.8 Zusammenfassung und Forschungsbedarf**

Die Ausführungen in diesem Kapitel verdeutlichen, dass sowohl hinsichtlich der Strukturanalyse zur Bestimmung eventueller Abweichungen als auch zur Bestimmung des Tragverhaltens von Betonpfählen Messungen unverzichtbar sind.

Trotz der heute etablierten und in Deutschland als Stand der Technik geltenden Messverfahren (Low-Strain- und High-Strain-Verfahren) bedürfen noch viele Fragestellungen einer genaueren Untersuchung. Einerseits treten immer wieder Schäden auf, wodurch eine Qualitätskontrolle erforderlich wird. Andererseits kann die Streuung von rechnerisch prognostizierten Tragfähigkeiten sehr groß sein und es ist diesbezüglich auch heute noch keine quantifizierte Absicherung möglich. Weiterhin besteht zur exakten Trennung der Anteile Spitzen- und Mantelwiderstand sowie bei zeitabhängigen Veränderungen in kriechfähigen Böden Bedarf an abgesicherten Erkenntnissen bezüglich des Tragverhaltens.

In diesem Kapitel wurden die theoretischen Grundlagen sowie die Möglichkeiten und Grenzen beider dynamischen Pfahlprüfverfahren bezüglich Anwendung und Interpretation erarbeitet, woraus sich die wesentlichen Motivationen der Arbeit ableiten.

Diese Grenzen sind zum einen durch die 1-D Wellentheorie begründet, auf der die Verfahren basieren. Dispersive Vorgänge und transversale Bewegungsanteile, wie sie z. B. beim Auftreffen von Wellen auf Grenzflächen oder Inhomogenitäten auftreten, werden in der Theorie vernachlässigt. Weitere Einschränkungen ergeben sich durch notwendige Annahmen über den dynamischen E-Modul, die Dichte und die Querschnittsfläche des Pfahls sowie über dämpfende Einflüsse und streuende Bodeneigenschaften. Die Folge davon können Unsicherheiten in den Ergebnissen der Verfahren sein.

Die exakte Analyse des Pfahl-Boden-Systems unter Berücksichtigung der Wellenausbreitungsvorgänge der dynamischen Prüfverfahren ist durch die 1-D Theorie nicht uneingeschränkt möglich und erfordert daher eine dreidimensionale Betrachtung. In dieser Arbeit wird deshalb das Ziel der Entwicklung eines neuen Messsystems auf Basis faseroptischer Sensoren zur erweiterten Pfahlinstrumentierung verfolgt. Die Messgrößenerfassung wird dabei zunächst in Pfahllängsrichtung als ein Schritt in diese Richtung realisiert. Damit sollen zusätzliche messtech-

nische Informationen zur Verfügung gestellt werden, die als Eingangsgrößen für Berechnungsmodelle dienen und zu deren Optimierung beitragen können.

Das Messsystem soll Pfahlverformungen an relevanten Stellen in der Tiefe und im Querschnitt unabhängig von Belastungsart und -dauer, d. h. bei Anwendung des Low-Strain- und High-Strain-Verfahrens als auch bei statischen Belastungen, ermöglichen. Die Möglichkeiten herkömmlicher Messsysteme werden dadurch kombiniert und erweitert sowie deren Grenzen minimiert.

Der Nutzen der erweiterten Pfahlinstrumentierung wird anhand der Ausführungen dieses Kapitels deutlich. Im Folgenden sind die mit dynamischen Pfahlprüfverfahren bei erweiterter Pfahlinstrumentierung durch das neue faseroptische Messsystem erreichbaren Ziele zusammengefasst. Diese ergänzen die von FELLENIUS (2002) formulierten Ziele für statische Belastungen und beschreiben den aktuellen geotechnischen Forschungsbedarf:

- Abschnittsweise Berechnung von Kennwerten (Wellengeschwindigkeit, dynamischer E-Modul, Pfahllängskraft) zur Ableitung geotechnisch relevanter Größen wie der Verteilung des Mantelwiderstands über die Einbindelänge,
- Quantitative Aufteilung der Gesamttragfähigkeit in Mantel- und Spitzenwiderstand,
- Quantitative Bestimmung der Dämpfung entlang der Pfahleinbindung in Abhängigkeit der Bodeneigenschaften,
- Ermittlung bleibender Kräfte nach Belastung ('residual loads'),
- Bestimmung des neutralen Punkts (Lastumkehr) bei negativer Mantelreibung,
- Optimierte Strukturanalyse durch genauere Lokalisierung und Charakterisierung von Inhomogenitäten im Pfahlbeton,
- Genauere Differenzierung zwischen den unterschiedlichen Ursachen für Impedanzänderungen (Abweichungen im Querschnitt oder Pfahlmaterial),
- Möglichkeit der dynamischen Prüfung auch von Pfählen großer Abmessungen und bei großer Bodendämpfung,
- Kosten- und sicherheitsrelevante Optimierungen von Pfahlanordnung, -länge, -durchmesser und -fußausbildung,
- Verringerung der Messunsicherheit der dynamischen Pfahlprüfverfahren,
- Optimierungen der Auswertemethoden der dynamischen Pfahlprüfverfahren.

Die Eignung des faseroptischen Messsystems wird für eine Auswahl dieser Ziele anhand von Messungen an Modellpfählen (Kap. 5) und in ersten Feldversuchen (Kap. 6) untersucht und kritisch bewertet.

### **3 Faseroptische Sensoren zur Pfahlinstrumentierung**

In den folgenden Abschnitten wird eine Einführung in diejenigen faseroptischen Sensorprinzipien gegeben, die für Verformungsmessungen im Bauwesen und speziell in der Geotechnik zum Monitoring von Pfahlgründungen eingesetzt werden können. Die jeweiligen Leistungscharakteristika werden beschrieben und die Sensortypen hinsichtlich der in dieser Arbeit verfolgten Ziele bewertet. Auf dieser Grundlage erfolgt eine Auswahl von Sensoren für die experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit. Die Grundlagen und Wirkungsweisen der ausgewählten Sensoren werden in Kap. 3.3 erläutert. Anschließend wird ein Vergleich zu konventionellen Messsystemen gegeben und einige ausgewählte Anwendungsbeispiele aus der Literatur zur Pfahlinstrumentierung mit faseroptischen Sensoren beschrieben.

Für weitere faseroptische Sensorprinzipien und -konfigurationen wird auf die Literatur (z. B. DAKIN ET AL., 1988; UDD, 1991; VOET ET AL., 1996; INAUDI ET AL., 1999 und HABEL, 2007) verwiesen. Eine allgemeine Beschreibung zu faseroptischen Sensoren kann LÓPEZ-HIGUERA (2002) entnommen werden. WROBEL (1994), YOUNG (1997) und MÉNDEZ ET AL. (2007) geben detaillierte Beschreibungen zu verschiedenen Komponenten der Fasersensorik und deren Eigenschaften sowie zu Herstellungsverfahren und Lichtwellenleitern.

#### **3.1 Einführung und Klassifizierung**

Die meisten in der Geotechnik relevanten Größen werden heute mit konventionellen Messsystemen erfasst. Gerade in den letzten Jahren haben jedoch faseroptische Sensoren vermehrt Eingang in die Praxis gefunden. Aufgrund spezieller Vorteile dieser Sensorik ergeben sich neue messtechnische Lösungen für die Geotechnik. Um die Fasersensorik effizient nutzen zu können, müssen deren Vor- und Nachteile aufgezeigt und im Vergleich mit herkömmlichen Sensoren für eine spezielle Messaufgabe bewertet werden.

Mit faseroptischen Sensoren werden heute mechanische, elektrische, magnetische, chemische, thermische, akustische und weitere Messgrößen erfasst. Der Einsatz der faseroptischen Messtechnik erscheint im Vergleich zu konventionellen Lösungen insbesondere dann sinnvoll, wenn

- für eine spezielle Messaufgabe kein konventionelles System zur Verfügung steht,
- vergleichsweise Verbesserungen in den Ergebnissen erreicht werden können,
- höhere Zuverlässigkeit der Messungen erwartet werden kann oder
- wirtschaftlichere Lösungen erzielt werden können.

Nach INAUDI ET AL. (1999) gewährleisten faseroptische Sensoren in vielen Bereichen verbesserte Qualität der Messungen und ergänzen die konventionelle Messtechnik. Ein grundlegender Vorteil wird durch folgende Formulierung von STROBEL (2002) beschrieben.

„Faseroptische Sensoren werden heute durch ihre Miniaturisierung zunehmend als Alternative zu Großgeräten eingesetzt. Wo man früher Messgeräte mit Dimensionen von etwa einem halben Meter und mehr benötigte, passt nun der faseroptische Sensor in eine Handfläche.“

Dieser Aspekt ist besonders für die Strukturintegration von Sensoren bedeutend, da dadurch nachträgliche Bauteilbeschädigungen und vor allem Rückwirkungen auf das Bauteilverhalten vermieden werden. Darüber hinaus weisen faseroptische Sensoren folgende positive Eigenschaften auf, die aus UDD (1991), BLUDAU (1998) und HABEL (2000) zusammengestellt wurden.

- Es ist keine elektrische Energie am Sensor erforderlich. Deshalb besteht hohe elektromagnetische Verträglichkeit. Es ist kein zusätzlicher Blitzschutz erforderlich. Die Sensoren weisen Explosionseigensicherheit auf.
- Die große Flexibilität in der Messlänge ermöglicht punktuelle, quasi-verteilte und verteilte Messungen verschiedener physikalischer Größen, die nach Ort und Größe aufgelöst werden können. Dadurch lassen sich Sensorkonfigurationen und -netzwerke bilden, die eine optimale Anpassung an unterschiedlichste Messbedingungen ermöglichen.
- Das geringe Gewicht und kleine Abmessungen verursachen nahezu Rückwirkungsfreiheit auf die zu überwachenden Strukturen im Bauwesen. Die meisten Sensoren können durch Oberflächenapplizierung und Strukturintegration an das Bauteil gekoppelt werden.
- Es lassen sich präzise Messungen mit hoher Messgrößenauflösung bei hoher Empfindlichkeit durchführen.
- Abhängig von der Art der Applizierung und des Messstellenschutzes ist eine hohe Zuverlässigkeit über lange Messzeiträume möglich.
- Lichtwellenleiter ermöglichen eine verlustarme Datenübertragung über große Strecken zwischen Messort und Messstation.
- Die Sensoren sind beständig gegenüber vielen chemischen Aggressionen sowie einsatzfähig im Bereich radioaktiver Strahlung.
- Optische Zuleitungen und einige Sensortypen sind kostengünstig.

Diese Vorteile und die damit verbundenen besonderen Einsatzgebiete machen faseroptische Sensoren für die Geotechnik insbesondere für das Monitoring über lange Strecken und große Zeiträume in rauer Umgebung sehr interessant. Wie alle Messsysteme weisen auch faseroptische generell einige Nachteile auf, die im Folgenden beschrieben sind.

- Bei der Verlegung von Glasfaserkabeln müssen Besonderheiten berücksichtigt werden. Im Gegensatz zu metallischen Leitern mit hoher Bruchdehnung brechen Glasfasern bereits bei vergleichsweise geringen Dehnungen oder Biegeradien. Dies erfordert höhere Aufmerksamkeit und evtl. zusätzliche Maßnahmen bei der Installation.
- Ein weiterer negativer Aspekt sind Mikro- und Makrobiegungsverluste durch Querbeanspruchung und kleine Krümmungsradien, wenn diese nicht sensorisch genutzt werden sollen. Entsprechende Kabelbeschichtungen oder Schutzmaßnahmen bei der Kabelverlegung sind erforderlich.
- Messgeräte insbesondere für Mehrkanalmessungen sind heute noch relativ kostenintensiv.
- Bezüglich der Ankopplung der Sensoren an ein Bauteil existieren noch keine Standards, wie diese bspw. aus der Dehnungsmessstreifentechnik bekannt sind (VDI/VDE/GESARICHTLINIE 2635, 2007). Die Zuverlässigkeit von Messungen mit faseroptischen Sensoren ist deshalb in großem Maße von der Güte dieser Ankopplung (Klebung auf Oberflächen, Beschichtungen, Baustoffintegration, etc.) abhängig.

Eine allgemeine Klassifizierung faseroptischer Sensoren ist aufgrund der Vielzahl schwierig und wird oft nicht nach der Messgröße, wie in der Geotechnik üblich, sondern nach anderen Parametern vorgenommen (HOLST ET AL., 1986, HOLST, 1990 und KERSEY ET AL., 1990). Neben der Messgröße wird unterschieden nach

- der Art des Lichtwellenleiters,
- der sensorischen Veränderung der Lichteigenschaften (Prinzip der Modulation),
- dem Ort dieser Modulation und
- dem Ort der Messung.

Prinzipiell entsteht die sensorische Wirkung durch die Modulation bestimmter Eigenschaften des in einem Lichtwellenleiter (LWL) geführten Lichts. Der LWL bildet daher eine wesentliche Grundlage der faseroptischen Sensorik. Für eine faseroptische Messkette (Bild 3.1) werden darüber hinaus eine Lichtquelle (breitbandige LED, schmalbandige Laser-Dioden), Detektoren (opto-elektrische Wandler, z. B. Fotodiode), Verstärker, Koppler, Stecker und der Sensor selbst benötigt.

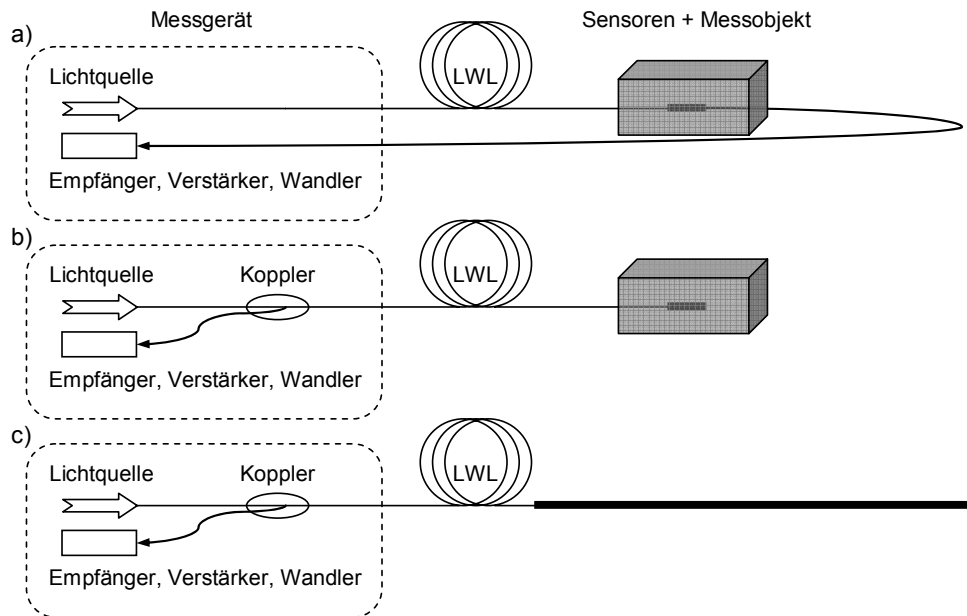


Bild 3.1: Variationen der faseroptischen Messkette: lokale Sensoren für a) Transmissions- und b) Reflexionsmessung, c) verteilte und integrale Messung durch große Messlängen.

LWL sind optische Fasern, die seit ca. Mitte der 70er Jahre in der Nachrichtentechnik zur Datenübertragung genutzt werden. Der große Vorteil optischer Fasern ist der dämpfungsarme Transport von Lichtwellen, wodurch ein Einsatz über sehr große Strecken möglich ist. Die in der Nachrichtentechnik unerwünschte Sensitivität derartiger Fasern gegenüber bestimmten Parametern (z. B. Druck, Temperatur, Verformung, Feuchte) führte zur Entwicklung der faseroptischen Sensorik. Auch die Breite der Anwendungen von faseroptischen Sensoren folgt zum Teil aus dem hohen Entwicklungsstand der optischen Nachrichtenübertragung, da kostengünstige Komponenten aus diesem Bereich auch für die Sensorik verwendet werden können. Hierzu gehören z. B. Sende- und Empfangselemente sowie Steckverbindungen.

Die gebräuchlichsten LWL sind Glasfasern. Die Nutzung von Polymerfasern (POF, Polymer Optical Fiber) nimmt jedoch auch für die Sensorik an Bedeutung zu (DAUM ET AL., 2001). Standard-Glasfasern bestehen aus einem Glaskern und einem Glasmantel (Cladding). Den äußeren Abschluss bildet eine Schutzschicht (Coating) aus Kunststoff, die in den meisten Fällen aus Polyacrylat (AC) oder Polyimid (PI) bestehen (Bild 3.2). Zu den materialspezifischen Kenngrößen gehören der Kerndurchmesser, die Faserdämpfung (in Abhängigkeit der Wellenlänge), das Brechzahlprofil sowie Polarisationsseigenschaften.

Licht breitet sich durch Totalreflexion im LWL aus. Entscheidend für den Lichttransport ist die Größe der Brechzahl  $n$  des Kerns und des Mantels. Die Brechzahl ist eine wellenlängenabhängige Materialkonstante und beschreibt das Verhältnis der Ausbreitungsgeschwindigkeit des Lichts im Vakuum zu der im betrachteten optischen Medium ( $n_{\text{Luft}} = 1,0003$ ,  $n_{\text{Quarzglas}} \approx 1,5$ ). Für

die Bedingung der Totalreflexion muss die Brechzahl des Mantels kleiner als die des Kerns sein ( $n_M < n_K$ ). Der Einfallswinkel der in die optische Faser einzukoppelnden Lichtwellen darf einen bestimmten Winkel (Akzeptanzwinkel  $\Theta_{\max}$ ) nicht übersteigen. Aus dem Akzeptanzwinkel und den Brechzahlen von Kern und Mantel lässt sich die numerische Apertur  $A_N$  eines mit Luft umgebenen LWLs berechnen:

$$A_N = \sin \Theta_{\max} = n_K \cdot \sqrt{2 \cdot \Delta}, \quad \text{mit} \quad \Delta = \frac{n_K^2 - n_M^2}{2 \cdot n_K^2}, \quad (3.1)$$

•  $\Delta$  relative Brechzahldifferenz.

In Abhängigkeit des Brechzahlverlaufs über den Faserdurchmesser (Brechzahlprofil) wird zwischen Stufenindex- und Gradientenindexprofilfasern unterschieden. Während bei Stufenindexprofilfasern die Brechzahl des Kerns konstant ist, nimmt diese bei Gradientenindexprofilfasern von der Kernmitte zum Rand hin stetig ab. Im zweiten Fall werden die Lichtwellen an der Trennfläche von Kern und Mantel nicht total reflektiert, sondern gebeugt.

Der LWL kann unterschiedliche Wellenformen des Lichts, die als Moden bezeichnet werden, gleichzeitig übertragen. Für die Lichtausbreitung sind hauptsächlich die im Kern geführten Moden (Kernmoden) relevant. Fasern, in denen sich mehrere Moden bei einer eingestrahnten Wellenlänge fortpflanzen, werden als Multimodefasern bezeichnet. In Singlemodefasern wird aufgrund des geringen Kerndurchmessers nur ein Modus, der Grundmodus, geführt. Für die im Weiteren verwendeten faseroptischen Sensoren werden i. d. R. Singlemodefasern eingesetzt, deren Aufbau in Bild 3.2 schematisch dargestellt ist.

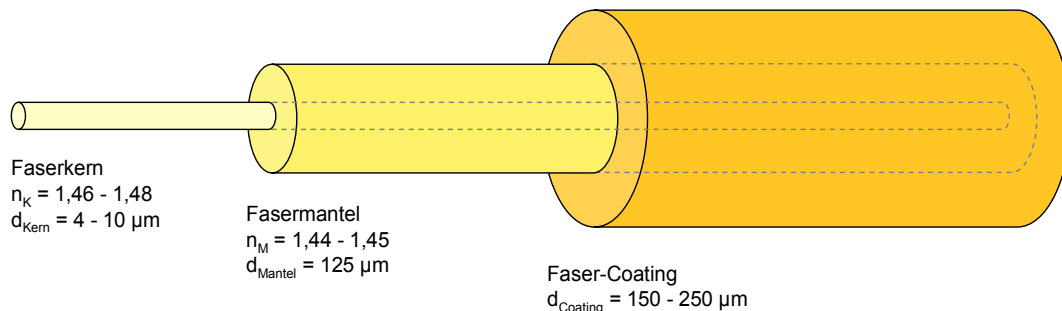


Bild 3.2: Aufbau einer Singlemodefaser nach BETZ (2004).

Die Übertragung des Lichts im LWL ist mit Verlusten an Lichtleistung durch z. B. Materialfehler oder geometrische Toleranzen, durch Kopplung von LWLn (Spleiße) und Steckerverbindungen verbunden. Diese werden in Form einer Dämpfung  $A$  zusammengefasst

$$A = -10 \cdot \lg(P_A / P_E), \quad (3.2)$$

- $P_A$  aus LWL ausgekoppelte Lichtleistung,
- $P_E$  in LWL eingekoppelte Lichtleistung.

Werden die Eigenschaften des Lichts direkt im LWL selbst verändert, spricht man von intrinsischen (internen) Sensoren. Dabei wirkt der gesamte LWL oder einzelne Bereiche davon als Sensor. Diese können als lokale Sensoren für quasi-verteilte Messungen an bestimmten Punkten oder für verteilte Messungen entlang der gesamten Faser eingesetzt werden. Bei extrinsischen (externen) Sensoren dient der LWL nur als Übertragungsmedium des Lichts zur Messstelle und zurück zum Messgerät. Die messgrößenabhängige Modulation der Lichteigen-

schaften erfolgt in einem separaten Element im Faserlauf des LWLs. Für beide Sensortypen können Multimode- und Singlemodefasern eingesetzt werden. Bei der Verwendung von extrinsischen Sensoren ist deren Anzahl pro Faser begrenzt, da für die Trennung bzw. Zusammenführung des Lichts Koppler benötigt werden, die eine zusätzliche Dämpfung verursachen.

Einzelne lokale oder quasi-verteilte faseroptische Sensoren werden zur Instrumentierung von Bauteilen an diskreten Stellen verwendet (Bild 3.1 a, b). Quasi-verteilte Sensoren sind dabei an verschiedenen Stellen in einem LWL angeordnet. Ist der gesamte LWL das sensitive Element, handelt es sich um verteilte Sensoren, mit denen ausgedehnte Bereiche eines Bauteils oder Bauwerks überwacht werden können (Bild 3.1 c).

Das physikalische Sensorprinzip, d. h. die durch äußere Einwirkung modulierte Lichteigenschaft, ist der heute gebräuchlichste Parameter zur Klassifizierung. Tabelle 3.1 enthält die wesentlichen veränderbaren optischen Eigenschaften, die für die Fasersensorik genutzt werden.

Tabelle 3.1: Merkmale faseroptischer Sensorprinzipien (SCHALLERT ET AL., 2004).

Nutzbare Parameter der optischen Strahlung	Sensorische Wirkungsweise	Messmethodik
Intensität	Änderung der Transmissionseigenschaften durch Absorption und Streuung	Lichtleistungs- bzw. Dämpfungsmessung
Wellenlänge	Änderung der Lichtwellenlänge durch verschiedene physikalische Einwirkungen	Spektralmessung
Phase	Änderung der Phasenbeziehung zweier kohärenter Lichtwellen	Interferometrische (Intensitäts-) Messung
Polarisation	Änderung der Polarisation durch z. B. Doppelbrechung u. a. physikalische Effekte	Interferometrische (Intensitäts-) Messung
Laufzeit	Verlängerung / Verkürzung der durchlaufenen optischen Wegstrecke	Messung der Laufzeitdifferenz zwischen Anfang und Ende der Wegstrecke

Das geeignete Sensorprinzip muss anhand der jeweiligen Messaufgabe unter Berücksichtigung von Messgröße, Ort der Messung, Belastungsart und weiteren Randbedingungen sorgfältig ausgewählt werden. Im Rahmen dieser Arbeit liegt der Schwerpunkt auf Sensoren zur Messung von Verformungen. HABEL (2000, 2003) gibt einen Überblick über die Historie und Grundlagen zu diesen Sensoren. Nach VOET ET AL. (1996) sollten faseroptische Sensoren zu Überwachungszwecken in der Geotechnik verlässlich im Dauerbetrieb, einfach und automatisch bedienbar, kostengünstig und wartungsfreundlich sein.

Insbesondere die dynamischen Belastungen der beschriebenen Pfahlprüfverfahren haben für die Auswahl eines Sensorprinzips in dieser Arbeit große Bedeutung. Sensoren und Messgeräte müssen die Verformungen mit Messraten von  $> 10$  kHz pro Sensor erfassen können. Darüber hinaus müssen weitere messtechnische, mechanische und ökonomische Anforderungen berücksichtigt werden. Bei einigen Sensorprinzipien können Einflüsse auf die optischen Zuleitungen zuverlässige Messungen erheblich beeinflussen. Die Umgebungsbedingungen am Einsatzort sind deshalb gleichermaßen entscheidend.

Die speziellen Anforderungen an die Messtechnik für die Randbedingungen der Prüfung von Betonpfählen sind im Kap. 4.4 beschrieben.

## **3.2 Faseroptische Sensorprinzipien**

### **3.2.1 Intensitätsmodulierte Sensoren**

Mikrobiegungssensoren sind typische intensitätsmodulierte Sensoren. Diese intrinsischen Sensoren gehören zu den ersten faseroptischen Verformungssensoren im Bauwesen. Bei diesem Sensorprinzip werden künstlich Mikrobiegungen erzeugt, indem die Faserachse in bestimmten Mustern um wenige Mikrometer ausgelenkt wird, z. B. durch wellenförmige Platten, die senkrecht zur Faserachse mit definierter Kraft einwirken. Dadurch entstehen messbare Dämpfungsänderungen des rückgestreuten Lichts. Diese Dämpfungszunahme wird durch gebrochene Lichtwellen, die an den Krümmungen aus der Faser austreten, verursacht.

Eine andere Bauform besteht aus gegeneinander verdrehten (verseilten) LWLn, die vorgespannt an zwei Punkten am Bauteil befestigt werden. Bei Verformungen in axialer Richtung entstehen die Intensitätsänderungen an den Knotenpunkten. Die Sensorlänge kann ca. 20 cm bis mehrere Meter betragen, auf der die Verformung integral erfasst wird. Die Auflösung der Längenänderung beträgt einige Mikrometer. Der Sensor eignet sich auch zur Messung von dynamischen Verformungsänderungen mit Messraten bis zu ca. 100 Hz ([www.OSMOS-GROUP.COM](http://www.OSMOS-GROUP.COM)). Temperatureinflüsse müssen kompensiert werden. Einwirkungen auf die optische Zuleitung durch Querbeanspruchung, Temperatur oder Biegung können das Sensorsignal stark beeinflussen. Dadurch entstehen nicht kompensierbare Fehlerquellen, insbesondere bei Langzeitmessungen. Weiterhin liefert das Verfahren keine absoluten Messwerte. In der Geotechnik wurden die verseilten Sensoren zur Schadensortung in unterirdischen Bauwerksteilen und zur Überwachung von Gründungsbereichen sowie zur Aufzeichnung der Lastgeschichte hochbeanspruchter Bauteile von Brückenbauwerken eingesetzt (HOLST ET AL., 1994).

Aufgrund der beschriebenen Nachteile bei Langzeitmessungen und dem nicht ausreichenden Frequenzbereich für Schallemissionsmessungen ist dieses Sensorprinzip zur kombinierten statischen und dynamischen Pfahlprüfung nicht geeignet.

### **3.2.2 Modulation der Laufzeit**

Sensoren, die auf Basis von Laufzeitänderungen von Laserpulsen Längenänderungen erfassen, so genannte Reflexionssensoren, bestehen aus gezielt in den LWL eingebauten Reflektoren. Der LWL ist an diesen Punkten an der Struktur befestigt. Der Abstand zwischen jeweils zwei Reflektoren bildet einen Messabschnitt. Die Anordnung mehrerer Reflektoren ermöglicht eine quasi-verteilte Messung über große Strecken (Multireflexionssensor). Der Sensor kann sowohl in ein Bauteil eingebettet als auch auf dessen Oberfläche appliziert werden.

Die Laufzeit eines eingestrahlten Laserpulses wird zwischen einem Reflektor und dem Detektor gemessen. Bei Längsverformungen kommt es zu Laufzeitänderungen, die durch Wiederholungsmessungen registriert werden. Aus der Messlänge wird die Dehnung des Bauteils berechnet. In Bezug auf einen nicht am Messobjekt befestigten Referenzpunkt im LWL können die Verformungen als Absolutwerte angegeben werden. Das System erfordert eine Kalibrierung des Sensors im Labor zur Bestimmung von Faserkennwerten und eine Einkapselung auf der Faserlänge zum Schutz vor unerwünschten Beeinflussungen z. B. durch Querbeanspruchung. Die erreichbare Auflösung beträgt ca. 0,2 mm (DAKIN ET AL., 1988). Damit lassen sich für erwartete Dehnungen die erforderlichen Reflektorabstände bestimmen. Zur Messung werden Geräte auf Basis der Zeitbereichsreflektometrie (OTDR: Optical Time Domain Reflectometry) mit Auflösungen von einigen Pikosekunden eingesetzt. Messsysteme, die OTDR-Geräte nutzen, sind viel-



fach auch für den Feldeinsatz verfügbar und für statische Messungen gut geeignet. Ein Beispiel zur Dauerüberwachung von Ankern einer Staumauer ist in HABEL ET AL. (2005) beschrieben.

Dynamische Messgrößenänderungen lassen sich jedoch aufgrund der langen Messzeit von einigen Sekunden nicht erfassen. Deshalb werden diese Sensoren für Untersuchungen zur kombinierten statischen und dynamischen Pfahlprüfung in dieser Arbeit nicht herangezogen.

### **3.2.3 Stimulierte Brillouin-Streuung (SBS)**

Durch die Entwicklung leistungsstarker Laser in den letzten Jahren können auch nichtlineare Lichtstreuungseffekte in Glasfasern sensorisch genutzt werden. Insbesondere in Singlemodefasern sind wegen der kleinen Querschnitte hohe Leistungsdichten über große Längen erreichbar, die nichtlineare Phänomene wie die stimulierte Raman- und Brillouin-Streuung hervorrufen. Dies eröffnet interessante Lösungen durch die verteilte faseroptische Sensorik, z. B. die Erkennung von Verformungsänderungen eines Bauteils an beliebigen Stellen, ohne vorab definierte Bereiche punktuell oder bereichsweise instrumentieren zu müssen.

Die stimulierte Brillouin-Streuung (SBS) ist der dominierende nichtlineare Effekt, der durch Interaktionen von optischen und akustischen Wellen in Singlemodefasern entsteht. Es wird schmalbandige Strahlung leistungsstarker Laserdioden i. d. R. an beiden Enden in den LWL eingekoppelt. Durch Interferenz dieser Strahlungsanteile werden in der Faser Schallwellen erzeugt, wodurch die Brechzahl periodisch verändert wird. In diesen periodisch veränderten Bereichen werden die Lichtwellen rückgestreut. Die Frequenz der rückgestreuten Lichtwelle ist gegenüber der ursprünglichen Lichtwelle zu niedrigeren Frequenzen hin verschoben. Diese Verschiebung der so genannten Brillouin-Frequenz  $f_B$  hängt unter anderem von der Schallgeschwindigkeit ab. Physikalische Größen wie Temperatur und Dehnung verändern die Schallgeschwindigkeit und dadurch die Brillouin-Frequenz einer Faser (KREBBER, 2001). Die Abhängigkeiten sind linear. Besonderer Vorteil ist, dass die Brillouin-Streuung in LWLn von mehreren Kilometern Länge erzeugt und detektiert werden kann. Die Brillouin-Frequenzverschiebung kann ortsauflösend durch reflektometrische Messverfahren (OTDR oder Frequenzbereichsreflektometrie) erfasst und deshalb der Verlauf von Temperatur und Dehnung auf der Faserstrecke ermittelt werden. Heute werden mit den kommerziell verfügbaren Geräten Ortsauflösungen von ca. 1 m erreicht. Aufgrund dieser Größenordnung können diese Sensoren gut zur Überwachung großflächiger und räumlich ausgedehnter Anlagen (Tunnel, Deiche, Pipelines, Bauwerke in Erdbeben- und Bergbaugebieten, Großbohrpfähle) eingesetzt werden. Beim Monitoring weniger ausgedehnter Bauteile ist die genaue Kenntnis über den Ort der Verformungsänderung ausschlaggebend. Dafür ist diese Ortsauflösung zu gering. Zur Temperaturkompensation muss i. d. R. eine Referenzfaser installiert werden.

Aus den genannten Gründen erscheint auch diese Sensorlösung zum Monitoring von Pfahlgründungen derzeit noch nicht geeignet, obwohl erste Pfahlinstrumentierungen, jedoch ohne Darstellung von Messergebnissen, bereits erwähnt werden (SHI ET AL., 2005). Für dynamische Messungen wird die Messtechnik in naher Zukunft noch nicht zur Verfügung stehen, da heute eine Dauer von einigen Minuten pro Messung üblich ist. Die erforderlichen opto-elektronischen Komponenten sind vergleichsweise komplex. Darüber hinaus werden sehr stabile Laserquellen benötigt. Deshalb sind derartige Messgeräte derzeit noch sehr kostenintensiv.

### 3.2.4 Stimulierte Raman-Streuung

Neben der stimulierten Brillouin-Streuung können verteilte Temperaturmessungen mit Hilfe der stimulierten Raman-Streuung realisiert werden. Diese nichtlineare Rückstreuung entsteht durch Molekülschwingungen in der Glasfaser, wenn sich Licht hoher Intensität in Glasfasern fortpflanzt. Die relative Intensitätsänderung des rückgestreuten Anteils ist von der lokalen Temperatur der Faser abhängig, wodurch die sensorische Wirkung entsteht. Die Zeitbereichsreflektometrie ermöglicht die Ortsauflösung von ca. 1 m und eine Temperaturentauflösung von bis zu 0,1 K. Die Temperaturverteilung kann so über eine Länge von mehreren Kilometern ermittelt werden. Dieses Sensorprinzip ist für Verformungsmessungen nicht geeignet, kann jedoch zusätzlich eingesetzt werden, wenn andere Systeme, die temperaturkompensiert werden müssen, angewendet werden. Anwendungen dieses Verfahrens sind z. B. in HURTIG ET AL. (1998) beschrieben.

### 3.2.5 Wellenlängenmodulierte Sensoren

Zur Gruppe wellenlängenmodulierter Sensoren gehören die heute am meisten im Bauwesen eingesetzten Faser-Bragg-Gitter-Sensoren (FBG-Sensoren). Bragg-Gitter sind intrinsische Sensoren mit einer Messlänge von wenigen Millimetern, die lokal oder quasi-verteilt angeordnet werden können. Bei Durchstrahlung des Gitters wird eine bestimmte Wellenlänge des Eingangsspektrums reflektiert, der übrige Teil wird transmittiert. Dehnung und Temperatur verursachen eine proportionale Wellenlängenverschiebung des reflektierten Spektrums, wodurch die sensorische Wirkung entsteht.

Da FBG-Sensoren als faseroptische Dehnungsmessstreifen vielfach auch in der Geotechnik für quasi-statische und teilweise für dynamische Messungen eingesetzt werden, werden diese für die weiteren Untersuchungen mit herangezogen. Im Kap. 3.3.1 sind die Grundlagen der FBG-Sensoren detailliert beschrieben.

### 3.2.6 Phasenmodulierte Sensoren mit großer Messlänge

Das Prinzip interferometrischer Sensoren basiert auf der Phasenmodulation. Die Phase einer Lichtwelle lässt sich durch den Vergleich mit einer Referenzwelle messen. Derartige Sensoren sind, abhängig vom Aufbau, als ein- oder zweiarmige Interferometer bekannt. Zu den zweiarmigen Sensoren gehören bspw. das Michelson- und das Mach-Zehnder-Interferometer (BLUDAU, 1998). Das Messsignal dieser Sensoren entsteht durch Überlagerung von zwei sinusförmigen Lichtwellen aus räumlich getrennten Faserarmen (Zweistrahl-Interferenz). Generell sind mit Interferometern im Vergleich zu intensitätsmodulierten Sensoren höhere Auflösungen der Messgröße erreichbar. Darüber hinaus haben Einwirkungen auf die optischen Zuleitungen nur geringen Einfluss auf die Messinformation.

Ein heute häufig im Bauwesen auch zum Pfahl-Monitoring bereits eingesetztes Messsystem ist das in der Schweiz entwickelte SOFO-System auf Basis eines zweiarmigen Michelson-Interferometers. Infrarotes Licht einer LED mit niedriger Kohärenz wird in einer Singlemodefaser geführt und in zwei Faserarme aufgeteilt. Die Messfaser ist in oder am Messobjekt an zwei Punkten vorgespannt befestigt und erfasst dessen Verformung in Faserrichtung. Eine Referenzfaser am gleichen Ort, mechanisch jedoch entkoppelt vom Bauteil, dient der Temperaturkompensation. Am Ende beider Fasern ist ein Spiegel angebracht, der das eingestrahlte Licht in einen Koppler reflektiert. Die reflektierten Lichtwellen beider Fasern werden zusammengeführt und einem Analysator zugeführt. In dieser Auswerteeinheit sind beide Faserarme nachgestellt.

Eine Faser hat eine definierte Länge, die Länge der anderen Faser ist verstellbar. Die Phasendifferenz wird von einem beweglichen Spiegel so eingestellt, dass der Längenunterschied zwischen den Fasern im Messgerät und denen in der Struktur kompensiert wird. Bei jeder Messung wird genau diejenige Position erhalten, die der Verformung der Struktur entspricht. Eine zuverlässige Applizierung vorausgesetzt, ist der Sensor damit vom Messgerät aus kalibrierbar.

Die 0,2 m bis 10 m langen Sensoren erreichen in einem Messbereich von 1 % Dehnung und 0,5 % Stauchung eine Auflösung von 2  $\mu\text{m}$  (INAUDI ET AL., 1999). Es besteht die Möglichkeit, automatisierte Messungen über große Entfernungen durchzuführen. Der Messwert geht nach Abschaltung des Geräts nicht verloren, wodurch Langzeitüberwachungen durch Wiederholungsmessungen ermöglicht werden.

Dieses Funktionsprinzip ermöglicht nur quasi-statische Messungen, da die mechanische Verschiebung des Spiegels im Messgerät ca. 7 Sekunden Messdauer erfordert (INAUDI ET AL., 2004). Für die Erfassung dynamischer Bauteilbeanspruchungen wurde in den letzten Jahren eine neue Auswerteeinheit für diese Sensoren entwickelt, die heute Messraten bis zu 1 kHz für 8 Sensoren ermöglicht (WWW.SMARTECH.CH). Die maximale Messrate wird mit 10 kHz angegeben. Damit wäre das in dieser Arbeit verfolgte Ziel, statische und dynamische Messungen mit nur einem Messsystem durchführen zu können, prinzipiell möglich bzw. durch weitere Geräteperformance in naher Zukunft auch für viele Sensoren zu realisieren. Die Messgeräte sind jedoch noch sehr kostenintensiv, sodass auch das SOFO-System aus ökonomischer Sicht für eine breite Anwendung bei der Pfahlprüfung heute noch keine vertretbare Lösung darstellt. CASANOVA (1998) und INAUDI (2005) geben eine Übersicht über bisherige Anwendungen dieses Systems.

### **3.2.7 Phasenmodulierte Sensoren mit kleiner Messlänge**

Zu dieser Gruppe werden die einarmigen Fabry-Perot-Interferometer gezählt. Sensor- und Referenzwellen interferieren dabei in einer Messfaser, die gleichzeitig die optische Zuleitung ist. Der Aufbau kann sowohl intrinsisch als auch extrinsisch gestaltet werden und ist wesentlich einfacher als der von zweiarmligen Interferometern. Aufgrund der direkten Messung von Intensitätsänderungen der Interferenzsignale sind Verformungsänderungen bei dynamischer Bauteilbeanspruchung in einem Frequenzbereich von bis zu einigen 100 kHz erfassbar. Die Datenübertragung kann über Distanzen bis zu vielen hundert Metern erfolgen, da Einflüsse auf die Zuleitung das Messsignal nicht verfälschen. Bei statischen Messungen wird die Richtigkeit der Messungen hauptsächlich durch installationsbedingte Parameter, wie z. B. die Haftung am Bauteil, bestimmt (HABEL, 2003). Ohne weitere messtechnische Maßnahmen handelt es sich um ein relativ messendes Verfahren mit nichtlinearem Ausgangssignal und Nullpunktverlust bei Geräteabschaltung.

Neben der Erfassung von Verformungen bei dynamischer Beanspruchung sind auch die Auflösung sehr kleiner Verformungen, die bspw. bei der dynamischen Integritätsprüfung nach dem Low-Strain-Verfahren entstehen, sowie statische Messungen möglich. Diese Sensoren sind deshalb im Vergleich zu den bisher diskutierten Sensoren trotz einiger Nachteile für die in dieser Arbeit verfolgten Ziele am geeignetsten und werden als Grundelement für den faseroptischen Messwertaufnehmer zur Pfahlprüfung ausgewählt. Die Grundlagen dieser Sensoren, deren Eigenschaften und Aufbau sind im Kap. 3.3.2 detailliert beschrieben.

### 3.3 Ausgewählte faseroptische Sensoren

#### 3.3.1 Faser-Bragg-Gitter-Sensoren (FBG-Sensoren)

Die Kenntnis über die Photoempfindlichkeit optischer Fasern (HILL ET AL., 1978) ermöglichte gezielt die Änderung deren Brechzahl durch einwirkende UV-Strahlung. Über erste Arbeiten zur Erzeugung brechzahlveränderter Bereiche im Kern von Glasfasern wurde von MELTZ ET AL. (1989) berichtet. Diese waren Grundlage für die Entwicklung der intrinsischen wellenlängenmodulierten Faser-Bragg-Gitter-Sensoren (FBG-Sensoren).

FBG-Sensoren sind brechzahlveränderte Bereiche des Faserkerns von germaniumdotierten Singlemodefasern. Die periodische Modulation erfolgt durch ultraviolette Laserstrahlen ( $\lambda \approx 240 \text{ nm}$ ), die in einem bestimmten Muster auf die Faser einwirken. Diese periodische Brechzahländerung kann für homogene Gitter mathematisch beschrieben werden durch

$$n(z) = n_0 + \Delta n \cdot \cos\left(\frac{2\pi z}{\Lambda}\right), \quad (3.3)$$

- $n_0$  Brechzahl der Faser,
- $\Delta n$  Amplitude der Brechzahländerung,
- $z$  Koordinate in Richtung der Faserachse,
- $\Lambda$  Gitterperiode.

Für FBG-Sensoren in der gebräuchlichsten Form ist die Gitterperiode  $\Lambda$  (wenige  $\mu\text{m}$ ) konstant über die Gitterlänge  $l$ . Die Gitterlänge definiert die Messlänge des Sensors und beträgt wenige Millimeter. Die einzelnen Gitterebenen sind i. d. R. orthogonal zur Faserachse angeordnet. Für spezielle Messaufgaben können die Gitterebenen auch geneigt zur Faserachse erzeugt bzw. die Gitterperiode nicht periodisch gestaltet werden. Die Reflektivität der Gitterebenen wird durch die Dauer und Anzahl der einwirkenden Laserpulse bestimmt. In OTHONOS ET AL. (1999) sind verschiedene Technologien der Herstellung beschrieben. Bild 3.3 zeigt schematisch den Aufbau und das Sensorprinzip.

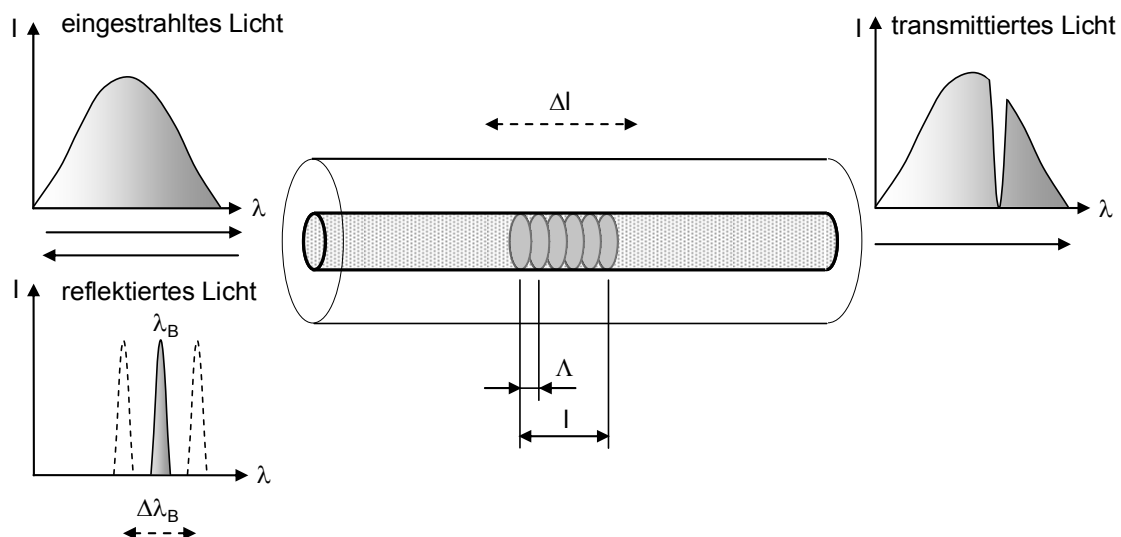


Bild 3.3: Aufbau und Prinzip eines FBG-Sensors.

Das eingestrahlte Licht wird an jeder Gitterebene gestreut. Bei einer bestimmten Wellenlänge überlagern sich die an den Gitterebenen gestreuten Anteile zu einer deutlichen Reflexion. Der übrige Strahlungsanteil wird transmittiert.

Die spektrale Analyse des reflektierten Lichts liefert einen charakteristischen Peak (mittlere Wellenlänge des Spektrums), der als Bragg-Wellenlänge  $\lambda_B$  definiert ist. Die Bragg-Wellenlänge ist von den Gittereigenschaften (Gitterperiode  $\Lambda$  und effektive Brechzahl im Gitterbereich  $n_{\text{eff}}$ ) abhängig und ergibt sich zu

$$\lambda_B = 2n_{\text{eff}} \cdot \Lambda. \quad (3.4)$$

Bei mechanischer und thermischer Verformung der Faser verändern sich Gitterabstand und effektive Brechzahl im Gitterbereich. Die Bragg-Wellenlänge verschiebt sich proportional. Dadurch entsteht die sensorische Wirkung, die mit Gl. (3.5) beschrieben wird

$$\Delta\lambda_B = 2 \left( \Lambda \frac{\partial n_{\text{eff}}}{\partial l} + n_{\text{eff}} \frac{\partial \Lambda}{\partial l} \right) \Delta l + 2 \left( \Lambda \frac{\partial n_{\text{eff}}}{\partial T} + n_{\text{eff}} \frac{\partial \Lambda}{\partial T} \right) \Delta T. \quad (3.5)$$

In Abhängigkeit von Faser- und Gittereigenschaften ergibt sich die Änderung der Bragg-Wellenlänge infolge mechanischer Verformung ohne Berücksichtigung der Temperatur zu

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = \left( 1 - \frac{n_{\text{eff}}^2}{2} [p_{12} - \nu(p_{11} + p_{12})] \right) \varepsilon_z = (1 - p_e) \cdot \varepsilon_z, \quad (3.6)$$

- $\varepsilon_z$  Dehnung in Faserlängsrichtung,
- $p_e$  effektive photoelastische Konstante ( $p_e \approx 0,22$  für typische Kieselglasfasern),
- $p_{11, 12}$  Komponenten des photoelastischen Tensors,
- $\nu$  Poissonzahl des Fasermaterials ( $\nu \approx 0,17$ ).

Bei reiner Temperaturänderung ergibt sich der Zusammenhang nach Gl. (3.7)

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = (\alpha_\Lambda + \alpha_n) \Delta T, \quad (3.7)$$

- $\alpha_\Lambda$  thermischer Ausdehnungskoeffizient der Faser  $\alpha_\Lambda = \left( \frac{1}{\Lambda} \right) \left( \frac{\partial \Lambda}{\partial T} \right),$
- $\alpha_n$  thermooptischer Koeffizient  $\alpha_n = \left( \frac{1}{n_{\text{eff}}} \right) \left( \frac{\partial n_{\text{eff}}}{\partial T} \right).$

$\alpha_\Lambda$  beträgt für typische Kieselglasfasern ca.  $0,55 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  und  $\alpha_n \approx 8,6 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ . Bei Überlagerung von Temperatur und mechanischer Verformung folgt mit Gl. (3.6) und Gl. (3.7)

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = (1 - p_e) \cdot \varepsilon_z + (\alpha_\Lambda + \alpha_n) \Delta T. \quad (3.8)$$

Durch Umformung ergibt sich die mechanische Verformung

$$\varepsilon_z = \frac{1}{(1 - p_e)} \left[ \frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} - (\alpha_\Lambda + \alpha_n) \Delta T \right]. \quad (3.9)$$

Bild 3.4 zeigt beispielhaft die Abhängigkeiten der Bragg-Wellenlänge getrennt für Dehnung und Temperatur für ein Gitter mit der Bragg-Wellenlänge von 1548,2 nm bei Raumtemperatur im spannungsfreien Zustand.

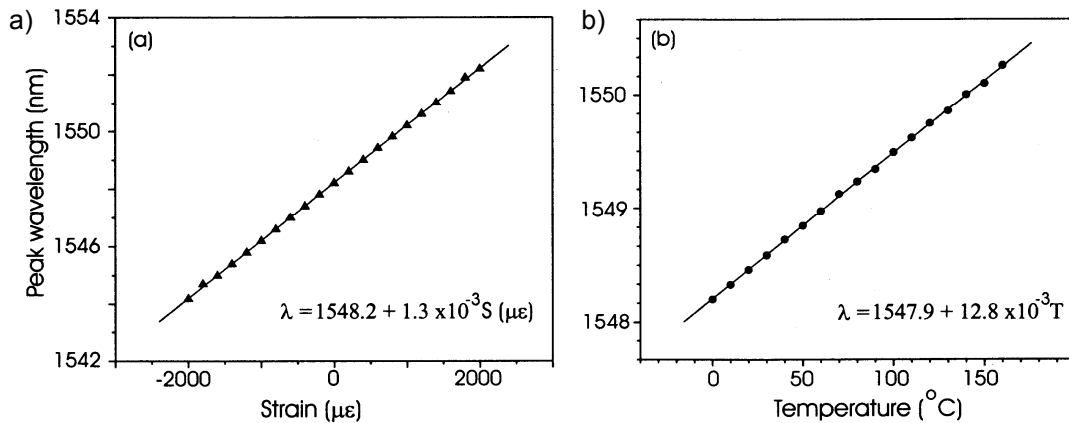


Bild 3.4: Abhängigkeiten der Bragg-Wellenlänge (Peak wavelength) von (a) Dehnung (Strain) und (b) Temperatur (Temperature) aus OTHONOS ET AL. (1999).

Diese Zusammenhänge beschreiben das Verhalten von nicht an Strukturen gekoppelte FBG-Sensoren. Wird die Verformung durch einen Sensorträger oder direkt durch ein Bauteil auf den Sensor übertragen, erweitert sich Gl. (3.8) nach BETZ (2004) zu

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = (1 - p_e) \cdot \varepsilon_z^{s,m} + \left[ (1 - p_e) \alpha^s + \frac{1}{n_{\text{eff}}} \frac{\partial n_{\text{eff}}}{\partial T} \right] \cdot \Delta T, \quad (3.10)$$

- $\varepsilon_z$  Verformung der Struktur in Faserachse ( $\varepsilon_z = \varepsilon_z^s = \varepsilon_z^{s,m} + \alpha^s \cdot \Delta T$ ),
- $\varepsilon_z^{s,m}$  mechanische Strukturverformung,
- $\alpha^s \cdot \Delta T$  thermische Strukturverformung.

Die Vorteile dieser Sensortechnik sind sehr vielfältig. Da die Messinformation in der Wellenlänge kodiert ist und spektral ausgewertet wird, wirken sich Intensitätsschwankungen der Lichtquelle nicht auf das Ergebnis aus. Dieses kann als Absolutwert angegeben werden. Auch nach Geräteabschaltung geht die Messinformation nicht verloren. Ein weiterer Vorteil ist die gute Multiplexfähigkeit. Damit ist die Anordnung mehrerer Sensoren in einem LWL an beliebigen Stellen möglich und es kann ein auf die jeweilige Messaufgabe angepasstes Verformungsprofil erfasst werden. Die Sensoren können auf Oberflächen appliziert oder in Werkstoffe integriert werden. Die Auflösungen betragen in Abhängigkeit der verwendeten Messgeräte bis zu  $1 \mu\text{m/m}$  bzw.  $0,1 \text{ K}$  in einem Messbereich von ca.  $\pm 5000 \mu\text{m/m}$  (INAUDI, 2005).

Nachteilig sind die Temperaturempfindlichkeit und der damit verbundene Kompensationsaufwand. Bei gleichzeitiger Wirkung von mechanischen und thermischen Verformungen können deren Einflüsse nicht ohne zusätzliche Maßnahmen separiert werden. Dieser Nachteil entsteht bei nahezu allen intrinsischen Sensoren. Eine gebräuchliche Möglichkeit der Separation ist die Anordnung von zwei FBG-Sensoren an einer Messstelle, wobei ein Sensor die mechanische Verformung erfasst und der zweite, entkoppelt von der Struktur, die thermische Verformung. In der Literatur sind weitere Möglichkeiten beschrieben, wie z. B. die Kombination von FBG- und extrinsischen Fabry-Perot-Sensoren (KANG ET AL., 2002) oder andere messtechnische Maßnahmen (OTHONOS ET AL., 1999). Diese Methoden sind jedoch bezüglich Sensorfertigung, Gerätebedarf und Auswertung aufwendig und somit vergleichsweise unwirtschaftlich.

Weitere Einflüsse, wie z. B. Querbeanspruchung, beeinflussen das Messsignal ebenfalls (LEBID, 2003). Zur Erfassung von Stauchungen muss die Faser im Gitterbereich entsprechend vorgespannt installiert werden. Die Zuverlässigkeit der Messungen hängt, wie bei den meisten faser-

optischen Sensoren, von der Güte der Ankopplung an das Messobjekt ab. Sind Installationsfehler auszuschließen, kann von einer weitgehenden Kalibrierfreiheit ausgegangen werden.

Die einzelnen Parameter eines FBG-Sensors, Gitterperiode und -länge, Breite des reflektierten Spektrums (spektrale Breite), Lage des Gitters in der Faser, Bragg-Wellenlänge und Reflektivität müssen genau auf die jeweilige messtechnische Aufgabenstellung angepasst sein. Die Flanken des Reflexionsspektrums sollten steil sein. Die spektrale Breite, definiert bei 50 % des Maximalwerts, sollte für gute Multiplexfähigkeit möglichst gering sein. Die Reflektivität steigt bei gleichzeitiger Verringerung der spektralen Breite, wenn die Gitterlänge vergrößert wird. Eine typische Gitterlänge für Dehnungsmessungen im Bauwesen liegt bei ca. 5 mm.

Bei Dehnung und steigender Temperatur ergeben sich im Vergleich zur Ausgangs-Bragg-Wellenlänge höhere Werte. Stauchung und sinkende Temperaturen verursachen kleinere Werte. Sind mehrere Gitter in einer Faser angeordnet, müssen die Bragg-Wellenlängen der Einzelgitter genau aufeinander, auf den erforderlichen Messbereich und die zu erwartenden Verformungsrichtungen abgestimmt sein, um Überlagerungen von Bragg-Wellenlängen benachbarter Gitter zu vermeiden. Dies stellt hohe Anforderungen an die Herstellung der Gitter. Bild 3.5 zeigt beispielhaft ein Messsignal eines Bragg-Gitter-Arrays mit zwei Sensoren bei gleicher Verformungsrichtung.

Bei langzeitiger Einwirkung von Temperatur und Feuchtigkeit ändern sich die Eigenschaften des Faser-Coatings und damit die Mechanismen der Dehnungsübertragung auf den Sensor (HABEL, 2000). Deshalb sollte insbesondere bei Langzeitmessungen zusätzlich ein Sicherheitsabstand zwischen den Einzelabstufungen der Bragg-Wellenlänge benachbarter Gitter berücksichtigt werden.

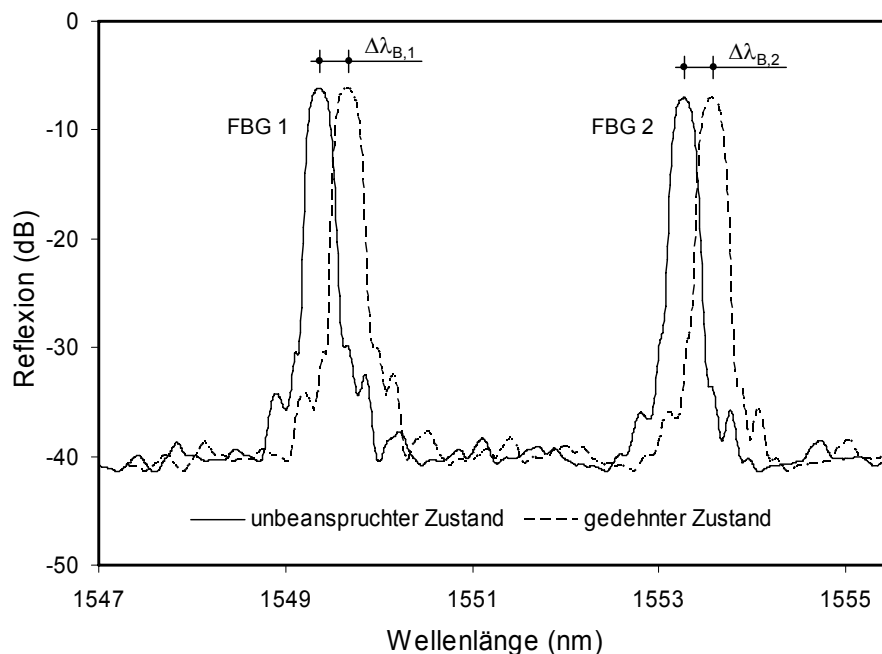


Bild 3.5: Messsignale zweier FBG-Sensoren in einer Faser bei gleicher Verformungsrichtung.

Nach HABEL (2000) sind ca. 8 bis 12 Gitter pro Faser eine realistische Anzahl für praktische Anwendungen. Insbesondere dafür spielt die Auswahl eines geeigneten Ausleseverfahrens eine große Rolle. In OTHONOS ET AL. (1999) wird von einem FBG-Sensor-Array mit 67 Sensoren zum Brückenmonitoring jedoch ohne Angabe zum verwendeten Multiplexverfahren berichtet.

TRUTZEL ET AL. (1999) bemerken, dass durch die Kombination von Wellenlängen-, Zeit- und Räummultiplexverfahren mehr als 100 FBG-Sensoren in einem Netzwerk ausgewertet werden können. Die Verwendung des Zeitmultiplexverfahrens erfordert große Abstände zwischen den Gittern in einer Faser, ermöglicht jedoch eine größere Anzahl von Sensoren im Vergleich zum Wellenlängenmultiplexverfahren. Für detaillierte Informationen zu den Ausleseverfahren wird auf die Literatur verwiesen (z. B. LOPEZ-HIGUERA, 2002).

Eine Einschränkung für eine große Anzahl von Sensoren in einer Faser ist die Auslesegeschwindigkeit kommerziell verfügbarer Messgeräte. Die Beanspruchungsgeschwindigkeit und die daraus folgende erforderliche Messrate bestimmt die auslesbare Sensoranzahl. Messraten von 1 kHz bis 2 kHz sind heute laut Herstellerangaben möglich. LIU ET AL. (2002) erwähnen erreichte Messraten von 1,7 kHz bei Verwendung optimierter Wellenlängensteuerungen der Lichtquelle und besonderer Filtermethoden in der Signalbearbeitung. Spezielle Gerätelösungen erreichen auch höhere Werte. CHENG ET AL. (2004) beschreiben ein in den Niederlanden entwickeltes Mehrkanalmessgerät für insgesamt 32 FBG-Sensoren verteilt auf 4 LWL, das durch ein spezielles Auslese- und Multiplexverfahren und eine modulierte Laserquelle bis zu 20 kHz erreichen soll. Die Anforderungen an Messsysteme für hohe Messraten bei akzeptablem Signal-Rausch-Verhältnis sind in TRUTZEL (2001) beschrieben. Heute sind derartige Messgeräte jedoch entweder noch im Entwicklungsstadium und stehen der breiten kommerziellen Nutzung noch nicht zur Verfügung, oder diese können nur wenige Sensoren (1 bis 4) mit einer größeren Messrate von 5 kHz abfragen ([www.avensys.ca](http://www.avensys.ca)). Die schnellen Entwicklungen in der Gerätetechnik lassen jedoch in naher Zukunft auch für hochdynamische Messungen geeignete Lösungen für Vielkanalmessgeräte erwarten. Dadurch kann der Einsatz von FBG-Sensornetzwerken für die dynamische Pfahlprüfung künftig interessant werden.

Speziell bei FBG-Sensoren spielt die Faserbeschichtung (Coating, Bild 3.2) bei der Ankopplung an ein Messobjekt durch Oberflächenapplizierung eine besondere Rolle. Es muss eine hohe Adhäsion zwischen Faser und Coating gewährleistet sein, da die Verformungen über das Coating auf den Sensor übertragen werden. Weiterhin müssen Kriech- und Schlupfeffekte vermieden werden. Die üblichen Coatingmaterialien weisen nach HABEL (2000) und TRUTZEL (2001) diesbezüglich sehr unterschiedliche Eigenschaften auf. Eine zuverlässige Applizierung ist deshalb ohne spezielle Kenntnisse nicht realisierbar. Darüber hinaus wird die Messung durch Temperatur- und Feuchtigkeitseinwirkungen auf das Coating beeinflusst (BETZ, 2004).

FBG-Sensoren sind als absolut messende Dehnungssensoren mit den elektrischen Dehnungsmessstreifen (DMS) vergleichbar, weisen jedoch gegenüber dieser Technik eine Reihe von Vorteilen auf. Im Folgenden werden die besonderen Eigenschaften der FBG-Sensoren hinsichtlich deren Anwendung bei der Pfahlprüfung bewertet. Detailliertere Beschreibungen zu den Eigenschaften von DMS folgen im Kap. 3.4.

#### Vorteile der FBG-Sensoren

- Die Möglichkeit der Anordnung vieler FBG-Sensoren in einer Faser ist für das Monitoring von Pfahlgründungen von besonderer Bedeutung. Auf diese Weise können quasi-verteilte Sensornetzwerke mit beliebiger Sensoranordnung und Anzahl derzeit für quasi-statische Pfahlbelastungen realisiert werden.
- Die sehr gute Multiplexfähigkeit ermöglicht derartige Anordnungen, minimiert die erforderlichen Zuleitungen und spart somit Kosten. Deshalb sind die Messgeräte weniger aufwendig als solche, die für jeden Sensor einen separaten Eingangskanal erfordern.



- Das Messprinzip (Messgröße ist die Wellenlänge) liefert Absolutwerte. Aus diesem Grund sind FBG-Sensoren besonders für Langzeitmessungen interessant.
- Die Verschiebung der Bragg-Wellenlänge ist linear zur Verformungsänderung. Die Auswertung der Messung ist deshalb im Vergleich zu extrinsischen Fabry-Perot-Interferometer-Sensoren weniger aufwendig (Kap. 3.3.2).
- Bei Annahme einer optimalen Ankopplung an das Messobjekt – nachgewiesen durch Modellkalibrierung – ist eine Kalibrierung der Sensoren am Messobjekt nicht erforderlich.

Nachteile der FBG-Sensoren:

- Die Temperaturempfindlichkeit der Sensoren erfordert eine Kompensation i. d. R. durch Messung an jeder Messstelle oder durch alternative Maßnahmen. Dies erhöht den Aufwand bei der Auswertung und an messtechnischem Equipment.
- Die Sensoren sind empfindlich gegenüber Querbeanspruchungen. Dies kann aufwendige Schutzmaßnahmen zur Folge haben und muss in der Bewertung der Messergebnisse berücksichtigt werden.
- Heute verfügbare Messgeräte erfüllen noch nicht die Anforderungen der dynamischen Pfahlprüfungen bezüglich der erforderlichen Messrate für eine ausreichend große Sensoranzahl.
- Die Kosten für die eigentlichen Sensoren sind im Vergleich zu extrinsischen Fabry-Perot-Interferometer-Sensoren höher, wodurch der große Vorteil von Sensornetzwerken mit vielen Sensoren eingeschränkt wird.

### **3.3.2 Extrinsische Fabry-Perot-Interferometer-Sensoren (EFPI-Sensoren)**

EFPI-Sensoren bestehen aus zwei im Strahlengang angeordneten planparallelen, halbdurchlässigen Spiegeln und basieren auf dem Prinzip der Mehrfachinterferenz (HABEL, 2000). Bei der extrinsischen Sensorform bilden die gebrochenen Stirnflächen zweier sich gegenüberstehenden Faserenden die Spiegel. Beide Faserenden sind innerhalb einer Kapillare angeordnet. Der wenige Mikrometer große Spalt (Resonator) zwischen den Faserstirnflächen ist luftgefüllt. Je nach konstruktiver Gestaltung dieser Anordnung unterscheidet HABEL (2000) zwischen flexiblem und festem (steifem) Aufbau. Beim festen Aufbau sind beide Fasern in der Glaskapillare befestigt (Kollabierung), wodurch die Messbasis (Sensorlänge) von ca. 3 mm bis 10 mm definiert ist. Die Kapillare wird i. d. R. auf die Oberfläche eines Messobjekts geklebt, wodurch die Verformung auf den Sensor übertragen wird. Der LWL ist eine Singlemodefaser, wird als Messfaser bezeichnet und ist innerhalb der Kapillare entcoated.

Am Ende der Messfaser (1. Reflektor) wird ein Teil der monochromatischen kohärenten Strahlung einer Laserdiode reflektiert. Diese wird als Referenzreflexion bezeichnet (MURPHY ET AL., 1995). Beim Übergang an Grenzflächen von Glas zu Luft beträgt die Reflektivität ca. 4 %. Der übrige Anteil tritt in den luftgefüllten Resonatorraum ein, wird an der gegenüberliegenden Faserstirnfläche (2. Reflektor) erneut reflektiert und trifft zeitverzögert auf den ersten Reflektor. Diese Sensorreflexion ist abhängig von der Resonatorlänge und dessen Material (hier Luft). Die reflektierten Anteile sind phasenverschoben und interferieren in der Messfaser. Der in die zweite Faser eintretende Strahlungsanteil wird dort absorbiert (Absorptionsfaser), sodass dadurch kein Einfluss auf das resultierende Signal entsteht.

Beim flexiblen Sensoraufbau ist die Messfaser frei verschieblich in der Kapillare angeordnet. Dadurch ergibt sich nahezu Rückwirkungsfreiheit des Sensors auf das Messobjekt. Die Messbasis wird bei diesem Aufbau durch punktuelle Klebung der Messfaser und der Kapillare oder über so genannte Mitnehmerscheiben geringer Dicke definiert. Durch diesen Aufbau werden

Schubspannungen zwischen Messobjekt und Sensor vermieden. Der Aufbau eignet sich deshalb sehr gut zur Einbettung in Baustoffe, z. B. zur Messung der Verformung während deren Erhärtung (HABEL ET AL., 1999). In Bild 3.6 ist das Prinzip eines EFPI-Sensors anhand eines festen (steifen) extrinsischen Aufbaus dargestellt. Weitere Bauarten von Fabry-Perot-Sensoren sind z. B. in MEININGER (2001) beschrieben.

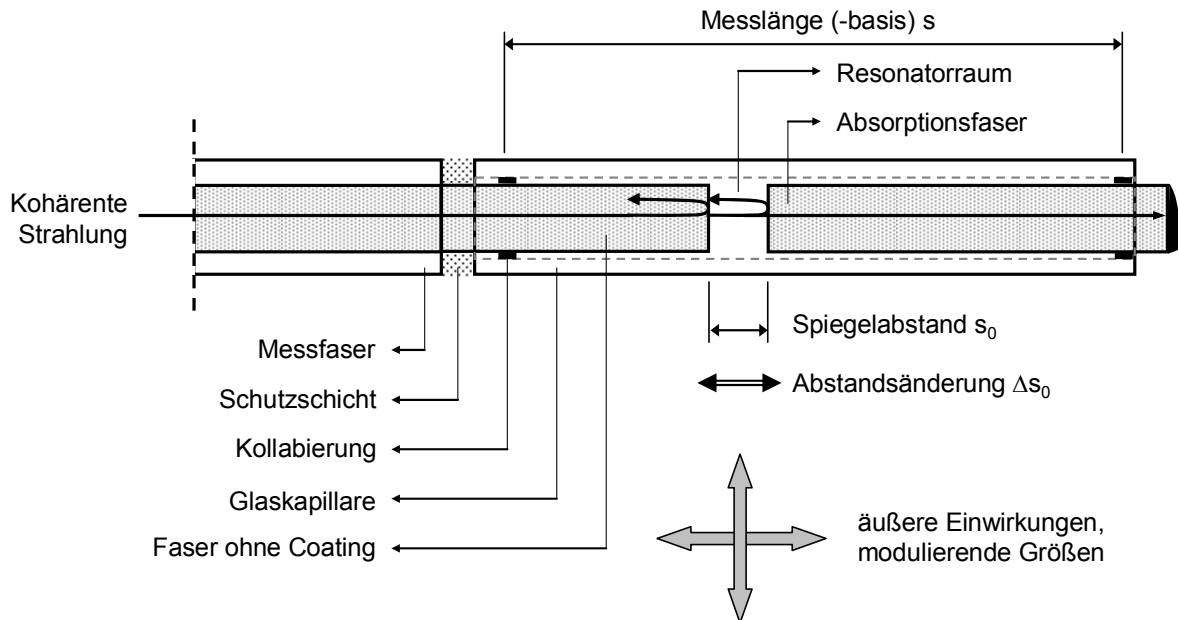


Bild 3.6: Prinzip und Aufbau eines steifen extrinsischen EFPI-Sensors.

Die Phasenverschiebung  $\phi_0$  entsteht durch die größere Laufzeit des reflektierten Wellenanteils am 2. Reflektor (zweifacher Weg der Strahlung durch den Resonator) und berechnet sich zu

$$\phi_0 = 2 \left( \frac{2\pi \cdot n_{\text{Luft}} \cdot s_0 \cdot \cos \alpha}{\lambda} \right). \quad (3.11)$$

Die Modulation der Phasen entsteht durch Änderung des Spiegelabstands  $\Delta s_0$ . Als Sensorsignale ergeben sich sinusförmige Intensitätsschwankungen der interferierenden Wellenanteile, die in ein elektrisches Signal gewandelt werden. Maximalwerte treten bei ganzen Vielfachen von  $2\pi$  auf, d. h. wenn der Abstand der Reflektoren um eine halbe Wellenlänge der Strahlung verschoben wird. Aufeinanderfolgende Maxima und Minima repräsentieren damit eine Abstandsänderung zwischen den Stirnflächen von  $\frac{1}{4}$  der eingestrahlten Lichtwellenlänge. Die Intensität des Signals am Empfänger eines EFPI-Sensors kann für den Fall von

- luftgefülltem Resonatorraum ( $n_{\text{Luft}} \approx 1$ ),
- gleichen Reflexionsfaktoren an den beiden Faserstirnflächen,
- geringer Reflektivität der Stirnflächen,
- zur Faserachse orthogonalen Stirnflächen und
- orthogonal auf die Stirnflächen auftreffenden Lichtwellen ( $\cos \alpha = 1$ )

durch folgenden Ausdruck beschrieben werden

$$I_R = I_0 \cdot 2R \left[ 1 + \cos \frac{4\pi \cdot s_0}{\lambda} \right], \quad (3.12)$$

- $I_R$  Ausgangsintensität (Reflexion),
- $I_0$  Eingangsintensität,
- $R$  Reflexionsfaktor der Spiegel (Verhältnis reflektierter zu eingestrahelter Energie),
- $s_0$  Spiegelabstand,
- $\lambda$  Wellenlänge der eingestrahnten Laserstrahlung.

Die Dehnung ergibt sich bezogen auf die Messbasis  $s$  nach Bild 3.6 zu

$$\varepsilon = \frac{\Delta s_0}{s}. \quad (3.13)$$

Der absolute Spiegelabstand  $s_0$  wird je nach erwarteter Verformung an der jeweiligen Anwendung orientiert. Eine Vorspannung des Sensors bei der Installation ist nicht erforderlich. Die Änderung  $\Delta s_0$  kann sowohl durch mechanische Verformung des Messobjekts  $\varepsilon_M$  in axialer Richtung als auch durch thermische Verformung von Messobjekt ( $\alpha_M \Delta T$ ) und Sensor ( $\alpha_S \Delta T$ ) verursacht werden. Querdehnungseinflüsse wirken sich nach HABEL (2000) nicht auf das Sensorsignal aus, da die Brechzahl der Luft im Resonatorraum bei Beanspruchungen aus verschiedenen Richtungen gleich bleibt. Die Messgröße  $\Delta s_0$  ergibt sich zu

$$\Delta s_0 = s_0 \cdot (\varepsilon_M + \alpha_M \Delta T + \alpha_S \Delta T). \quad (3.14)$$

Für die Intensitätsänderung folgt damit

$$\Delta I_R = I_0 \cdot 2R \left[ 1 + \cos \left( \frac{4\pi \cdot s_0}{\lambda} (1 + (\varepsilon_M + \alpha_M \Delta T + \alpha_S \Delta T)) \right) \right], \quad (3.15)$$

- $\varepsilon_M$  Dehnung des Messobjekts,
- $\alpha_M$  linearer Wärmeausdehnungskoeffizient des Messobjekts,
- $\alpha_S$  linearer Wärmeausdehnungskoeffizient des Sensormaterials (synthetisches Kieselglas),
- $\Delta T$  Temperaturänderung.

Die Empfindlichkeit  $\delta$  der Sensoren ergibt sich aus dem Verhältnis der Phasenänderung und der Änderung der Messlänge  $\Delta s$

$$\delta = \frac{\Delta \phi}{\Delta s} = \frac{\Delta \phi}{\varepsilon \cdot s}. \quad (3.16)$$

Da Faserkern und Kapillare meist aus näherungsweise gleichem Glasmaterial mit Wärmeausdehnungskoeffizienten von  $\alpha_s = 0,55 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  bestehen, gelten die EFPI-Sensoren mit dem beschriebenen Aufbau als unempfindlich gegenüber Temperatureinflüssen. Diese Eigenschaft ist im Vergleich zu anderen faseroptischen Sensorprinzipien ein wesentlicher Vorteil. Ein EFPI-Sensor mit einem typischen Spiegelabstand von  $40 \text{ }\mu\text{m}$  erfährt bei Temperatureinwirkung eine Längenänderung von  $\Delta s_0 = s_0 \cdot \alpha_s \cdot \Delta T = 2,2 \cdot 10^{-11} \text{ m/K}$  bei sonst spannungsfreier Lagerung. Bezogen auf eine typische Messlänge von  $s = 10 \text{ mm}$  folgt die temperaturbedingte vernachlässigbar kleine Dehnung zu  $\varepsilon = 2,2 \cdot 10^{-9} \text{ K}^{-1}$ . Bei angenommener idealer Ankopplung an ein Bauteil wird vom Sensor die thermisch bedingte Längenänderung des Bauteils mit einem Fehler von  $(s-s_0) \cdot \alpha_s \cdot \Delta T$  verringert angezeigt (HABEL, 2000).

Trotz der Temperaturunempfindlichkeit können spezielle Messaufgaben eine Kompensation erfordern. Dies kann erreicht werden, wenn die Absorptionsfaser z. B. als Metallfaser ausgebildet wird, die bezüglich des Wärmeausdehnungskoeffizienten auf das Messobjekt abgestimmt ist. Damit erhält man – analog zum DMS – einen temperaturkompensierten EFPI-Sensor (WWW.FISO.COM). Eine andere Möglichkeit temperaturkompensierte Messwerte zu erhalten, ist

die Anordnung eines FBG-Sensors am Ende der Messfaser innerhalb der Glaskapillare. Der FBG-Sensor ist damit mechanisch vom Messobjekt entkoppelt und dient als Temperatursensor. Details zu einer solchen FBG-EFPI-Kombination sind in KANG ET AL. (2002) beschrieben.

Ein entscheidender Vorteil des EFPI-Sensors ist generell dessen Aufbau. Dadurch ergibt sich die beschriebene Unempfindlichkeit gegenüber Temperatur und Querbeanspruchung. Weiterhin können Leitungseinflüsse auf das Messsignal weitestgehend kompensiert werden, da durch die Reflexionsmessung äußere Einwirkungen auf die optische Faser, die gleichzeitig Zuleitung und Messfaser ist, die interferierenden Wellen gleichermaßen beeinflussen. Darüber hinaus können durch das Messprinzip sehr schnelle Messgrößenänderungen erfasst werden, da die Intensitätsschwankungen des Interferenzsignals ohne zeitaufwendige Umwandlungen direkt in Echtzeit am Messgerät registriert und dargestellt werden können. Dies ist die wesentliche Eigenschaft für die Auswahl des EFPI-Sensors für die Untersuchungen in dieser Arbeit.

Bild 3.7 zeigt ein typisches Messsignal eines EFPI-Sensors im Bereich stetiger Verformungszunahme, -abnahme und ohne Verformungseinfluss, anhand dessen auch einige Nachteile des Sensorprinzips ersichtlich sind.

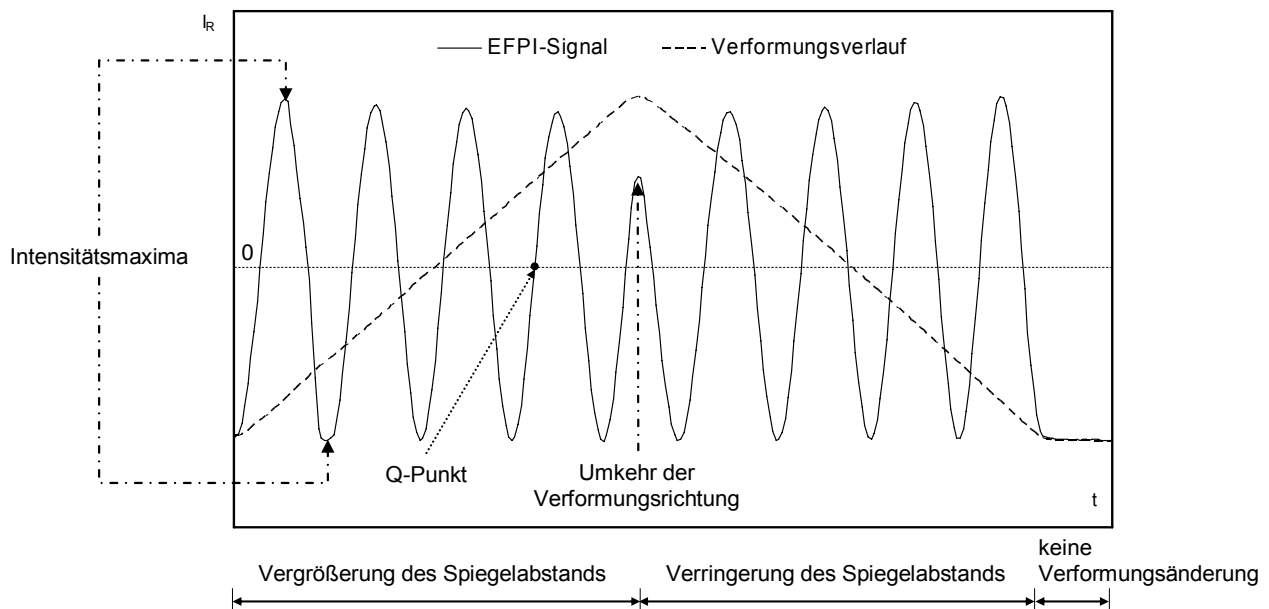


Bild 3.7: Messsignal eines EFPI-Sensors.

Die Empfindlichkeit ist im Bereich zwischen den Intensitätsmaxima und -minima (Q-Punkt) sehr hoch, in deren unmittelbaren Nähe jedoch gering. Diese negative Sensoreigenschaft kann bei geforderten Verformungsaufösungen im Bereich von  $\frac{1}{4} \lambda$  zu Messfehlern führen. Zur Vermeidung derartiger Fehler existieren verschiedene Möglichkeiten, auf die im Weiteren noch eingegangen wird.

Bei Umkehr der Verformungsrichtung entstehen zusätzliche Intensitätswechsel im Signal. Diese Richtungsumkehr ist bei Betrieb des Sensors mit nur einer Messwellenlänge nur zwischen den Extremwerten des Messsignals erkennbar. Ändert sich die Belastungsrichtung zeitlich genau an einem der Extremwerte des sinusförmigen Ausgangssignals, wird diese entweder nicht erkannt oder es kann zur Fehlinterpretationen kommen.

Ein weiterer Nachteil dieses Sensorprinzips ist der Nullpunktverlust. Bezogen auf einen Anfangswert werden relative Messwertänderungen mit hoher Auflösung erfasst, solange online

gemessen wird. Bei Unterbrechung der Messung durch z. B. unerwünschte Stromausfälle oder Geräteabschaltung, geht der Anfangswert verloren. Wiederholungsmessungen beziehen sich dann wieder auf einen neuen Anfangswert. Für dynamische und statische Pfahlprobelbelastungen ist das kein direkter Nachteil, da die Messdauer kurz ist. Für Anwendungen dieses Sensors zur Dauerüberwachung von Pfahlgründungen gibt es verschiedene Möglichkeiten, um den Nullpunktverlust zu vermeiden und eine eindeutige Messung zu gewährleisten.

Die Probleme dieses Sensorprinzips können z. B. umgangen werden durch

- Anordnung von 2 Messfasern in der Kapillare (quadratische Phasenverschiebung),
- Verwendung mehrerer Wellenlängen (Mehrwellenlängenverfahren),
- Weißlichtinterferometrie und
- kontinuierliche Modulation der Lichtquelle.

Im ersten Fall werden zwei Messfasern gegenüber der Absorptionsfaser in der Kapillare angeordnet. Die Messfasern sind dabei in Längsrichtung gegeneinander verschoben, sodass eine Phasenverschiebung von  $\pi/2$  entsteht. Damit lässt sich die Richtungsumkehr eindeutig bestimmen. Nachteilig sind die steigenden Kosten und Unsicherheiten in der Sensorfertigung sowie eine aufwendigere Signalverarbeitung und -auswertung.

Die Richtungsumkehr lässt sich auch durch Anwendung mehrerer aufeinander abgestimmter Wellenlängen erreichen, die in die Messfaser eingekoppelt werden. Dieses Verfahren wird häufig angewendet, ist wegen der Notwendigkeit zusätzlicher Laserlichtquellen jedoch auch kostenintensiv. Mit beiden Verfahren können die Empfindlichkeitsschwankungen vermieden werden.

Bezüglich einer absoluten Messung mit EFPI-Sensoren und der Kontrolle der Nullpunktstabilität wird von MURPHY ET AL. (1995) eine Kombination des in Bild 3.6 dargestellten Sensoraufbaus mit der Weißlichtinterferometrie beschrieben. Anstelle von schmalbandigem Laserlicht wird breitbandiges Weißlicht einer Super-Lumineszenz-Diode (SLED) verwendet, das in eine Multimodefaser eingekoppelt wird. Zusätzlich werden zwei Wellenlängen, phasenverschoben um  $2\pi$  verwendet, um den absoluten Spiegelabstand zu berechnen. Das Ausgangssignal wird anhand des Spektrums analysiert, was die Auswertung generell vereinfacht. Das System ist dadurch selbstkalibrierend und sehr gut für langzeitstabile Messungen geeignet. Die Anforderungen der dynamischen Pfahlprüfung werden jedoch nicht erfüllt, da durch die verwendete Auswertelektronik zu lange Messzeiten entstehen. Es sind nur quasi-statische Messungen möglich.

Eine weitere Lösung zur Absolutmessung mit Weißlichtinterferometrie wird mit einem zusätzlichen Fizeau-Interferometer in der Auswerteeinheit erreicht (CHOQUET ET AL., 1999). Ein derartiges System weist gegenüber dem von MURPHY ET AL. (1995) beschriebenen System bessere dynamische Eigenschaften auf (Frequenzbereich bis 1000 Hz). Der absolute Stirnflächenabstand lässt sich nach MELLER (1996) weiterhin durch eine kontinuierliche Modulation der Ausgangswellenlänge einer Laserdiode bestimmen.

Im Folgenden werden die besonderen Eigenschaften der EFPI-Sensoren hinsichtlich deren Anwendung zur Pfahlprüfung zusammengefasst.

Vorteile der EFPI-Sensoren:

- Sensoren und Messgerät können die Messgröße mit der erforderlichen Messrate auflösen, weshalb die Anwendung für dynamische Pfahlprüfungen sehr gut geeignet ist.
- Die hohe Auflösung und Empfindlichkeit der Sensoren ist insbesondere bei den sehr kleinen Verformungen, die bei der Low-Strain-Integritätsprüfung entstehen, erforderlich.

- Statische Messungen können ebenfalls mit den Sensoren erfolgen, solange das Messgerät nicht abgeschaltet wird bzw. ein Nullpunktverlust vermieden werden kann oder messtechnisch Maßnahmen zur Absolutmessung erfolgen.
- Die Temperatur- und Querdehnungsempfindlichkeit ist aufgrund des gleichen Materials (Glas) von LWL und Kapillare durch den einarmigen und extrinsischen Aufbau und den luftgefüllten Resonatorraum vernachlässigbar gering. Es ist keine Trennung von Dehnung und Temperatur erforderlich. Dies ist ein entscheidender Vorteil gegenüber anderen faseroptischen Sensoren.
- Das Messsignal ist unabhängig von Intensitätsschwankungen, die durch Drift der Lichtquelle oder Verluste in den optischen Zuleitungen entstehen.
- Neben der Verformungsmessung können weitere Messgrößen mit diesen Sensoren erfasst werden. So ist bspw. die Kombination der Messung von Dehnung und Vibration (Beschleunigung oder Schwinggeschwindigkeit) am gleichen Ort ein für die dynamische Pfahlprüfung interessanter Aspekt für zukünftige Entwicklungen.
- Die Sensoren können bei Temperaturen bis ca. 700°C eingesetzt werden. Über diese Temperatur hinaus sind Quarzkristallfasern erforderlich.

Nachteile der EFPI-Sensoren:

- Das Sensorprinzip liefert keine Absolutwerte und der Nullpunkt geht bei Unterbrechung der Stromversorgung verloren. Bisherige Lösungen zur Absolutmessung schränken die Messgrößenerfassung in Echtzeit für viele Kanäle im erforderlichen Frequenzbereich für die dynamische Pfahlprüfung ein.
- Die Empfindlichkeit schwankt durch die Nichtlinearität des Ausgangssignals. Es sind besondere Maßnahmen erforderlich.
- Das Ausgangssignal ist mehrdeutig. Die Unterscheidung von Richtungsumkehr und Interferenzmaxima bzw. -minima ist nur durch zusätzliche messtechnische Maßnahmen eindeutig möglich.

### 3.4 Vergleich von faseroptischen mit konventionellen Sensoren

Die Einbettung von Dehnungsaufnehmern in Betonpfählen wird seit vielen Jahren, bisher fast ausschließlich für statische Probelastungen hauptsächlich an Großbohrpfählen, durchgeführt (z. B. NOVAK ET AL., 1983; OMER ET AL., 2003; RICHTER ET AL., 2003; RAITHEL ET AL. 2003; LINDER ET AL., 2003). Andere Pfahlsysteme aus Beton werden weitaus seltener mit eingebetteter Sensorik geprüft. Über instrumentierte dynamische Probelastungen wurde nur sehr vereinzelt berichtet, obwohl das Verfahren weitaus häufiger als die vergleichsweise aufwendige statische Probelastung angewendet wird.

Seit einigen Jahren werden auch faseroptische Sensoren zur statischen Pfahlprüfung eingesetzt. Konventionelle Messtechnik wird dabei häufig zu Vergleichszwecken bzw. zur Überprüfung der Funktionalität der faseroptischen Sensoren verwendet. Über dynamische Pfahlprüfungen mit faseroptischen Sensoren wurde bisher kaum berichtet.

Je nach betrachtetem Pfahlabschnitt werden unterschiedliche Messziele (Kap. 2.8) mit verschiedenen Sensoren bei der Pfahlprüfung verfolgt. In Tabelle 3.2 sind die wesentlichen zur instrumentierten Pfahlprüfung eingesetzten Aufnehmerarten und Messziele zusammengestellt. In dieser Arbeit wird das Ziel der erweiterten Pfahlinstrumentierung mit faseroptischen Sensoren zur Dehnungsmessung bei dynamischer und statischer Belastung verfolgt. Die gebräuchlichsten konventionellen Messsysteme, die heute bei statischer Belastung eingesetzt werden, basieren auf dem Prinzip der Dehnungsmessstreifen (DMS) und der schwingenden Saite (vibra-

ting wire - VW). Die Grundlagen dieser Sensoren werden deshalb im Weiteren beschrieben, wobei der Schwerpunkt auf den in dieser Arbeit zur Überprüfung der faseroptischen Sensoren verwendeten elektrischen DMS liegt.

Tabelle 3.2: Messgrößen / -ziele und Aufnehmerarten in Abhängigkeit des Pfahlabschnitts zur instrumentierten Pfahlprüfung.

Pfahlabschnitt	Messgröße / Messziel	Art der Aufnehmer
Pfahlkopfbereich	<ul style="list-style-type: none"> <li>- eingeleitete Kraft</li> <li>- Verschiebungen (horizontal und vertikal)</li> <li>- Beschleunigung (Geschwindigkeit)</li> <li>- Dehnung (Kraft)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Kraftmessdose, Manometer (Pressendruck)</li> <li>- analoge, elektrische und optische Wegaufnehmer</li> <li>- Beschleunigungsaufnehmer, Geophone</li> <li>- elektrische Dehnungsaufnehmer (DMS)</li> </ul>
Pfahlfußbereich	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Spitzendruck (-kraft)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Kraftmessdose</li> <li>- Osterberg-Zelle, Bauer-Lift-Zelle</li> </ul>
Pfahlschaft	<ul style="list-style-type: none"> <li>- lokale Dehnung, Dehnung verteilt über Querschnitt und Länge, Pfahllängskraft, Mantelreibungsverteilung, Biegemomente und Biegelinie</li> <li>- Neigung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- DMS-Aufnehmer, Schwingsaiten, Extensometer, Gleitmikrometer, faseroptische Aufnehmer, Osterberg-Zelle, Bauer-Lift-Zelle</li> <li>- Inklinometer</li> </ul>

Vereinzelte werden zur Pfahlschaftinstrumentierung auch induktive Wegaufnehmer, Extensometer und Gleitmikrometer eingesetzt. Am Pfahlkopf und -fuß kommen Druckkissen mit Ventilgeber oder elektrischem Aufnehmer zur Anwendung, um die eingeleitete Pfahlkopfbelastung bzw. den Pfahlspitzenwiderstand separat zu messen. Da diesbezüglich in dieser Arbeit kein direkter Vergleich mit der Fasersensorik angestrebt wird, sei an dieser Stelle auf die Literatur verwiesen (z. B. PROFOS ET AL., 1992; FECKER, 1997). Werden bei statischen Probelastungen Belastungszellen im Pfahl integriert, kann auf die aufwendige Belastungseinrichtung am Pfahlkopf und die notwendigen Reaktionspfähle (-anker) verzichtet werden. Zu diesen Systemen gehören Osterberg-Zellen (FRANZ ET AL., 2007) und die Bauer-Lift-Zellen (KÖRBER ET AL., 2007).

#### Sensoren auf Basis von Dehnungsmessstreifen

Dehnungsmessstreifen (DMS) gehören heute zu den weltweit etablierten Sensoren in der experimentellen Spannungsanalyse. Im Bauwesen werden DMS im Bereich des Messwertaufnehmerbaus und zur direkten Verformungsmessung häufig eingesetzt.

Das Messprinzip basiert auf dem von Wheatstone und Thomson Mitte des 19. Jahrhunderts gefundenen Dehnungs-Widerstands-Effekt elektrischer Leiter. Die Erfindungen von Ruges führten zu der heute noch üblichen Form eines Folien-DMS (HOFFMANN, 1987). Mechanische Verformungen eines elektrischen Leiters bewirken die Änderung dessen Widerstands. Dieser Zusammenhang wird beschrieben mit

$$\frac{\Delta R}{R} = k \cdot \varepsilon, \quad (3.17)$$

- $\Delta R$  Widerstandsänderung,
- $R$  Grund- (Nenn-) widerstand,
- $k$  Übertragungsfaktor (Empfindlichkeit),
- $\varepsilon$  Verformung des elektrischen Leiters.

Der k-Faktor setzt sich aus der Änderung des spezifischen Widerstands des Leitermaterials und dessen Verformung zusammen, wird für handelsübliche DMS in einem Dehnungsbereich von  $\pm 1000 \mu\text{m/m}$  bestimmt und ist Herstellerangaben zu entnehmen. Die typische herstellungsbedingte Toleranzbreite liegt bei 1 %.

Mit einer i. d. R. spannungsversorgten Messschaltung mit 4 Einzelwiderständen, Wheatstonesche Brückenschaltung, wird die Widerstandsänderung in Form einer Spannungsänderung gemessen. Der allgemeine Zusammenhang dieser Brückenschaltung lautet nach KEIL (1995)

$$\frac{U_M}{U_B} = \frac{R_1}{R_1 + R_2} - \frac{R_3}{R_3 + R_4}, \quad (3.18)$$

- $U_M$  Brückenausgangsspannung (Mess-Spannung),
- $U_B$  Brückenspeisespannung,
- $R_{1,2,3,4}$  Einzelwiderstände der Brückenschaltung.

Sind alle 4 Brückenwiderstände mit DMS gleichen Nennwiderstands  $R_0=R_1=R_2=R_3=R_4$  belegt, ist die Brückenausgangsspannung  $U_M$  gleich Null. Bei Änderungen einzelner Brückenwiderstände  $\Delta R_i$  gegenüber  $R_0$ , ändert sich die Brückenausgangsspannung. Nach KEIL (1995) folgt für diese Randbedingungen und für kleine  $\Delta R_i$  die vereinfachte Grundgleichung der Wheatstoneschen Brückenschaltung für das Messen mit DMS

$$\frac{U_M}{U_B} = \frac{(\Delta R_1 - \Delta R_2 + \Delta R_3 - \Delta R_4)}{2(2R_0 + \Delta R_1 + \Delta R_2 + \Delta R_3 + \Delta R_4)}. \quad (3.19)$$

Aus Gl. (3.19) geht hervor, dass die Änderung der Ausgangsspannung nicht zwangsläufig linear ist. Dies tritt z. B. bei Änderung nur eines Widerstands (Viertelbrücke) auf und muss für größere Verformungen in der Auswertung berücksichtigt werden. Aufgrund der i. d. R. kleinen Widerstandsänderungen bei den im Bauwesen üblichen Verformungen wird die Brückengleichung oft vereinfachend linearisiert (KEIL, 1995). Mit Gl. (3.17) und Gl. (3.19) folgt

$$\frac{U_M}{U_B} = \frac{k}{4} (\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4), \quad (3.20)$$

- $\varepsilon_{1,2,3,4}$  Dehnungen der Einzelgitter in der Brückenschaltung (Vollbrücke).

DMS werden auf Oberflächen der Messobjekte geklebt oder, eingebettet in Spezialwerkstoffe, in Bauteile integriert. Verformungen werden integral über die Messgitterlänge  $l_{\text{DMS}}$  in Gitterrichtung  $x$  erfasst

$$\varepsilon_{\text{DMS}} = \int_{x_1}^{x_2} \frac{\varepsilon(x)}{x_2 - x_1} dx, \quad \text{mit } l_{\text{DMS}} = x_2 - x_1. \quad (3.21)$$

Die Messung wird durch Querdehnung, Kriecheffekte und Umgebungseinflüsse (Temperatur, Feuchtigkeit, Chemikalien, Felder, Strahlung) beeinflusst. Störeinflüsse aus den Messleitungen können darüber hinaus erheblich sein. Während sich Einflüsse aus Querdehnung und Temperatur, die direkt am Messwertempfänger einwirken, durch entsprechende Brückenschaltungen gut kompensieren lassen, können Umgebungseinflüsse auf Empfänger und Zuleitungen nur durch aufwendige Schutzmaßnahmen minimiert werden. Es ist allgemein bekannt, dass dadurch insbesondere bei Langzeitmessungen Nullpunktverschiebungen entstehen, und deshalb DMS nicht zuverlässig langzeitstabil messen (TEGTMEIER, 2005). Hauptsächlichste Ursache der Nullpunktunsicherheit ist eindringende Feuchtigkeit. Für kurze Messzeiträume eignen sich DMS jedoch sehr gut.



Ein weiterer Nachteil der DMS ist die benötigte Speisespannung der Brückenschaltung. Eine dauerhafte Stromversorgung ist für jeden einzelnen Sensor während der Messung erforderlich. Dadurch entsteht insbesondere bei großen Sensornetzwerken, wie beim Pfahl-Monitoring angestrebt, ein im Vergleich zur Fasersensorik erheblicher Verkabelungsaufwand.

Darüber hinaus wird die vom Grundwiderstand des DMS abhängige elektrische Leistung in Wärme umgesetzt. Im Messwertaufnehmerbau kann sich dies durch unerwünschte und ggf. unsymmetrische Verformungen des Aufnehmers sehr ungünstig auswirken.

Im üblichen Dehnungsbereich bei Verformungsmessungen an Bauwerken aus Stahl oder Beton ist die zu erwartende Signalamplitude von DMS relativ gering (KEIL, 1995). Bei sehr kleinen Verformungen werden deshalb hohe Anforderungen an die Messgeräte hinsichtlich der Verstärkungsleistung und Rauschunterdrückung gestellt. Die Erfassung dynamischer Stoßbelastungen erhöht diese Anforderungen noch zusätzlich, sodass auch für die elektrische DMS-Messtechnik kostenintensive Geräte benötigt werden, die zur instrumentierten dynamischen Pfahlprüfung geeignet sind.

Ein auf diesem Prinzip basierender Aufnehmer ist das in Bild 3.8 dargestellte, an der TU Darmstadt entwickelte, Integralmesselement (IME). Die Verformungsübertragung in der Betonstruktur erfolgt über auf ein Stahlrohr angeschweißte Flansche. Über eine Gleitisolierung ist auf der gesamten Messlänge (1 m bis 2 m) der mechanische Verbund zum Pfahlbeton verhindert, sodass eine integrale Messung zwischen den Flanschen entsteht. Nach KATZENBACH ET AL. (1998) zeichnet sich dieser Aufnehmer durch hohe Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Einwirkung bei kurzer Installationszeit, hohe Auflösung und große Zuverlässigkeit aus. Ein ähnlich aufgebauter Aufnehmer auf DMS-Basis wurde an der TU Braunschweig entwickelt, bei dem die Dehnungsübertragung anstelle der Flansche über die Profilierung eines Bewehrungsstabs (Länge 1 m) als Grundelement erreicht wird. Für beide Aufnehmertypen gelten die beschriebenen Nachteile für die Messung mit DMS.

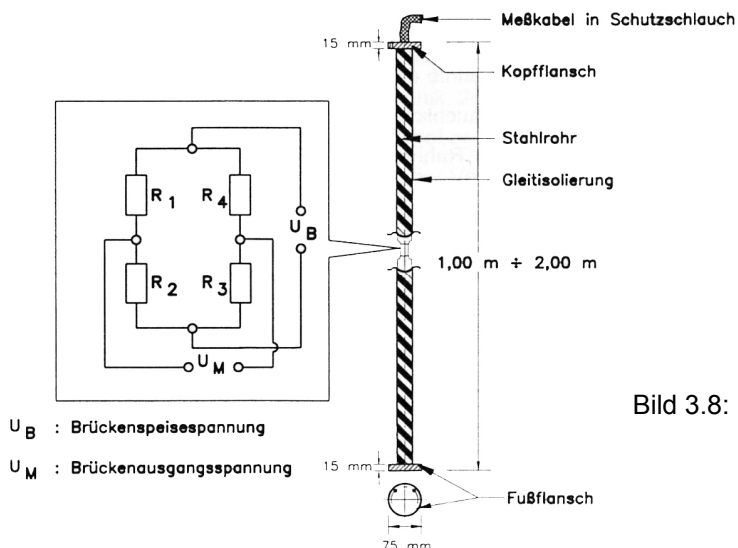


Bild 3.8: Integralmesselement (IME) zur Ermittlung der axialen Verformungen des Pfahlbetons (aus KATZENBACH ET AL., 1998).

Obwohl DMS auch zur dynamischen Messung gut geeignet sind und die Messrate nur von den Eigenschaften der Messgeräte abhängt, gibt es wenig Berichte über instrumentierte dynamische Pfahlprüfungen. DENVER ET AL. (1988) beschreiben Ergebnisse von Dehnungsmessungen an 7 Stahlbetonrammpfählen. DMS, appliziert auf Stahlträgern, wurden in unterschiedlichen Tiefen in den Pfählen eingebettet. Ziel der Autoren war der Nachweis der Genauigkeit der Auswertungsverfahren von dynamischen Pfahltests nach dem CAPWAP-Verfahren im Vergleich zu

Rammformeln durch Aufzeichnung der Wellenausbreitung über die Tiefe. Zu Vergleichszwecken wurde das in Kap. 2.5 beschriebene Messsystem verwendet und darüber hinaus statische Probelastungen durchgeführt.

#### Schwingsaitenaufnehmer

Mit Sensoren auf Basis der schwingenden Saite können prinzipiell alle physikalischen Größen gemessen werden, die sich auf die Spannkraft der Messsaite übertragen lassen. Eine vorgespannte Stahlsaite wird z. B. elektromagnetisch quer zur Achse zum Schwingen angeregt. Entsprechend der einwirkenden Kraft und der damit verbundenen Verformung, wird die Änderung der Eigenfrequenz der Saite gemessen. Da die Frequenz die Messgröße ist, zeichnet sich dieses System im Vergleich zu DMS durch größere Unempfindlichkeit gegenüber Störeinflüssen auf Zuleitungen aus. Dadurch ist die Datenübertragung zum Messgerät über große Entfernungen (mehrere Kilometer) möglich. Im Messgerät erfolgt die Wandlung der Frequenzänderung in elektrische Spannung. Die Langzeitstabilität dieser Aufnehmer ist nach Angaben verschiedener Hersteller gut, da der Nullpunkt erhalten bleibt. Nach GLÖTZL (2004) ist bei konventionellen elektrischen Sensoren (DMS, Piezokristalle und schwingende Saiten) die Langzeitstabilität über 3 Jahre hinaus durch Driften des Messwerts nicht gegeben.

Der Sensor ist durch einen robusten Aufbau vor Umgebungseinflüssen geschützt. Deshalb können die Aufnehmer gut in rauer Umgebung eingesetzt, auf Oberflächen appliziert und in Betonpfähle eingebettet werden. Die Dehnung wird integral zwischen den beiden Einspannpunkten erfasst. Die Messlängen liegen im Bereich zwischen ca. 50 mm bis 1400 mm. Bild 3.9 zeigt beispielhaft einen auf Oberflächen applizierbaren und einen in Beton integrierbaren Schwingsaitenaufnehmer.

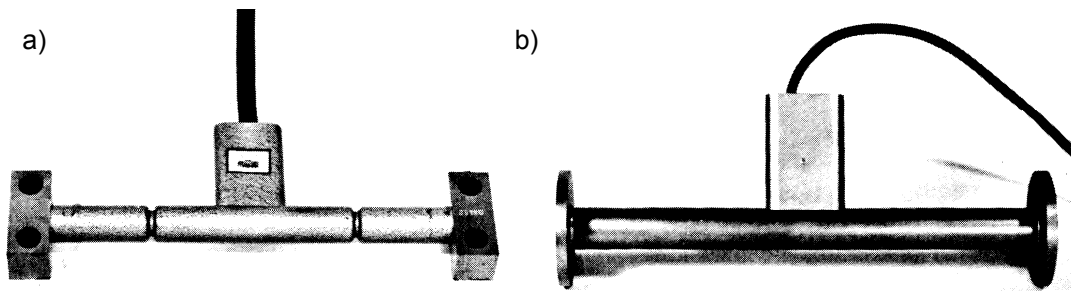


Bild 3.9: Schwingsaitendehnungsaufnehmer zur a) Oberflächeninstallation und b) Einbettung in Beton (PROFOS ET AL., 1992).

Nach PROFOS ET AL (1992) sind Messraten bis zu 25 Hz möglich. Damit sind die Aufnehmer sehr gut für statische und zyklische Pfahlbelastungen geeignet. Eine Messgrößenerfassung bei dynamischen Pfahlprüfungen, die in dieser Arbeit hauptsächlich verfolgt wird, ist nicht möglich.

#### Anwendungsbeispiele mit FBG-Sensoren

Über Dehnungsmessungen an Bauwerken mit FBG-Sensoren wurde bereits vielfach berichtet. Dabei standen Anwendungen zum Brückenmonitoring oder Forschungsarbeiten im Labor an Betonprobekörpern im Vordergrund (z. B. SLOWIK ET AL., 1999; TENNYSON ET AL., 2001; MOERMAN ET AL., 2001; CHENG ET AL., 2004). Messungen an geotechnischen Bauwerken werden erst seit einigen Jahren durchgeführt. GRUBER ET AL. (2006) stellen ein Messsystem (Geodetect) basierend auf FBG-Sensoren für Messungen an geokunststoffbewehrten Konstruktionen vor. SCHMIDT-HATTENBERGER ET AL. (1998) berichten über Verformungsmessungen in Fels mit FBG-Sensoren, die in Kombination mit glasfaserverstärkten Felsankern einen Messwertauf-

nehmer bilden (BGX-System). HABEL (2007) stellt die Applizierung von Auftriebsankern der Schleuse Dörverden mit FBG-Sensoren vor. Die instrumentierten Probeanker dienen der Bestimmung des Lastabtrags und der Dimensionierung der erforderlichen Ankerlänge.

Für die Pfahlprüfung wurden FBG-Sensoren bereits von SCHMIDT-HATTENBERGER ET AL. (2003) angewendet. Die Autoren beschreiben den Einsatz eines FBG-Sensornetzwerks zur Ermittlung des Widerstands-Setzungs-Verhaltens eines Bohrpfahls für eine Hochhausgründung bei einer statischen axialen Probelastung. Der Pfahl mit einer Länge von 19 m und einem Durchmesser von 1,2 m wurde in 3 Messebenen über die Tiefe mit je drei FBG-Sensoren ( $\lambda_B = 1550 \text{ nm}$ ) verteilt über den Querschnitt instrumentiert. Die Sensorelemente mit einer Messlänge von 1 m und einem Durchmesser von 22 mm wurden durch ein glasfaserverstärktes Kunststoffrohr geschützt, das direkt an der Bewehrung fixiert wurde. Jeder Sensor war über eine separate optische Leitung mit dem Messgerät verbunden. Elektrische Dehnungssensoren mit gleicher Messlänge dienten der Vergleichsmessung zu den insgesamt neun FBG-Sensoren. Die Ergebnisse der Probelastung zeigten nach Meinung der Autoren sehr gute Übereinstimmung beider Messsysteme. Die Abweichungen zwischen FBG und konventionellen Dehnungsaufnehmern werden anhand der gegebenen Diagramme auf ca. 10 % bei Maximallast von 10 MN geschätzt. Der größte Dehnungswert in der oberen Messebene beträgt bei dieser Last ca.  $350 \mu\text{m/m}$ . Der größte Lastabtrag fand zwischen den oberen beiden Messebenen statt und wurde bei einer Pfahlkopfsetzung von 13 mm und 10 MN Belastung zu durchschnittlich  $220 \text{ kN/m}^2$  ermittelt. Dieses Ergebnis erscheint im Vergleich zu den in DIN 1054:2005 angegebenen Erfahrungswerten für Sandböden relativ hoch und ist nicht detailliert diskutiert. Die Autoren bewerten die einfachere Handhabung der FBG-Messelemente bei der Instrumentierung auf der Baustelle als wesentlichen Vorteil. Untersuchungen zur Zuverlässigkeit und Reproduzierbarkeit werden als Ausblick formuliert ebenso wie die Prüfung der Anwendung für dynamische Pfahlprüfungen.

In OH ET AL. (2000) wird über die Anwendung von FBG-Sensoren in 3 Modellpfählen mit einer Länge von 40 cm ( $\varnothing 4 \text{ cm}$ ) zur Erfassung der axialen Dehnungsverteilung unter statischer Druck- und Zugbelastung berichtet. Die erzielten Ergebnisse wurden mit denen herkömmlicher Dehnungsaufnehmer verglichen. Beide Messsysteme zeigen ähnliche Messwertverläufe bei Abweichungen von 5-10%. Die Autoren weisen darauf hin, dass die Art der Fixierung der FBG-Sensoren am Messobjekt großen Einfluss auf die Ergebnisse hat.

#### Anwendungsbeispiel mit dem SOFO-System

GLISIC ET AL. (2002, 2003) berichten über umfangreiche statische Probelastungen von sechs Betonpfählen (Länge 35 m,  $\varnothing 1,2 \text{ m}$ ) in nicht tragfähigen Schluff- und Sandschichten in Taiwan. Zum Einsatz kam das in Kap. 3.2.6 beschriebene SOFO-System. Acht Pfahlsegmente wurden auf einer Länge von 4 m mit je einem Sensor überspannt. Die Instrumentierung ist in Bild 3.10 dargestellt.

Die instrumentierten Pfähle wurden axial auf Zug, Druck sowie horizontal belastet. Konventionelle Sensoren zum Vergleich wurden bei diesen Tests nicht verwendet. Die Autoren leiten aus den Versuchen eine Vielzahl der in Kap. 2.8 als Messziele definierten Größen der erweiterten Pfahlinstrumentierung ab. Ergebnisse zur Pfahllängskraftverteilung und die daraus berechnete Mantelreibungsverteilung sind in Bild 3.10 (Mitte und rechts) gegeben. Weiterhin wird die Bestimmung von Materialeigenschaften (E-Modul des Pfahlbetons) bei axialer Belastung im Bereich der oberen Messebene und über die Schadenserkennung (Rissbildung) bei horizontaler Beanspruchung beschrieben.

Ein Ergebnis dieser Messung war, dass die erforderlichen Tragfähigkeiten bei Druck- und Zugbelastung nicht erreicht wurden. Als Konsequenz ergab sich eine Vergrößerung des Pfahldurchmessers und der Pfahllänge für die geplanten 3000 Pfähle der Baumaßnahme. Dieses Beispiel zeigt deutlich die Nützlichkeit der instrumentierten Pfahlprüfung zur Ermittlung des realen Tragverhaltens von Einzelpfählen (Kap. 2).

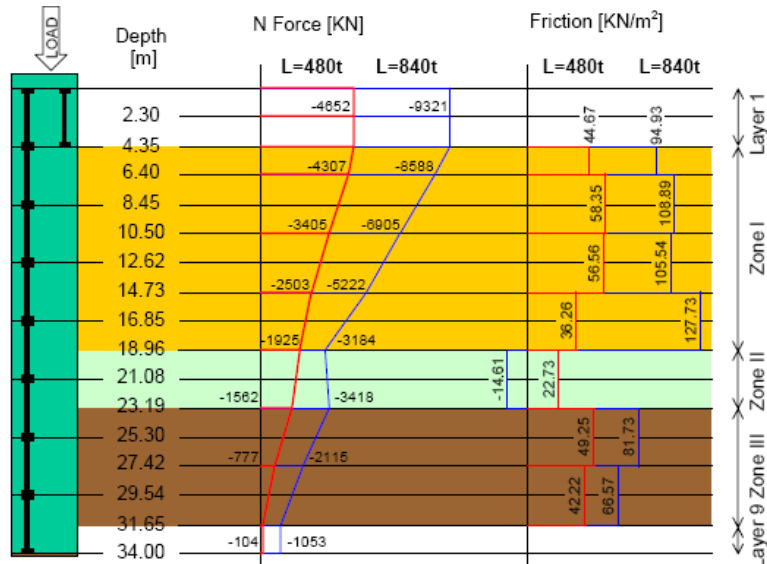


Bild 3.10: Pfahlinstrumentierung mit Interferometern großer Messlänge (System SOFO) für statisch axiale Probelastung, Pfahllängskraftverteilung (N Force) und Mantelreibungsverteilung (Friction), aus GLISIC ET AL. (2002).

### Anwendungsbeispiele mit EFPI-Sensoren

EFPI-Sensoren gehören neben den Interferometern mit großer Messlänge und den FBG-Sensoren zu den am besten für Messungen im Bauwesen geeigneten faseroptischen Sensoren, wurden aber im europäischen Raum bisher wenig eingesetzt. Die bisherigen Anwendungen beschränken sich zum Großteil auf Forschungsarbeiten im Bereich der Materialforschung, wie z. B. zur Bestimmung von Verformungen während der Baustoffhärtung, bei Lasteinträgen und zur Abschätzung des Ermüdungsverhaltens von Bauteilen.

Die erste Anwendung zum Brückenmonitoring mit diesen Sensoren ist in HABEL ET AL. (1993) beschrieben. Der Einsatz für die instrumentierte Pfahlprüfung wurde erstmals von HABEL ET AL. (1995) durchgeführt. Darin wird über den Vergleich von verseilten faseroptischen Sensoren mit Gleitmikrometern und EFPI-Sensoren mit DMS in Kooperation mit der TU Braunschweig in einem 2 m langen Betonprobepfahl im Labor berichtet. DMS und EFPI-Sensoren waren an zusätzlichen Bewehrungsstählen oberflächenappliziert. Die veröffentlichten Verformungsverläufe zeigen eine gute Eignung der EFPI-Sensoren auch bei statischer Pfahlbelastung. Auf den konkreten Messwertvergleich zwischen den verschiedenen Messsystemen wird jedoch nicht ausführlich eingegangen.

POLSTER ET AL. (1998) untersuchten die prinzipielle Eignung dieser Sensoren zur Erfassung dynamischer Bauteilverformungen bei stoßartiger Belastung und schlugen Schritte zu deren Weiterentwicklung vor. Daran knüpfen die Untersuchungen in dieser Arbeit an (Kap. 4).

### 3.5 Zusammenfassung und Forschungsbedarf

Dieses Kapitel verdeutlicht die Vielfalt der im Bauwesen und speziell in der Geotechnik zu Formungsmessungen einsetzbaren faseroptischen Sensoren. Moderne faseroptische Messsysteme können durch die Vielzahl erfassbarer Größen, den nahezu verlustfreien Datentransfer und die Möglichkeit der effizienten Gestaltung von Sensornetzwerken zur Beanspruchungsanalyse, Schadensfrüherkennung und zum Langzeitmonitoring eingesetzt werden. Diese Einsatzmöglichkeiten werden heute zunehmend von Forschungseinrichtungen und Industrie genutzt und sind vor allem dann entscheidend, wenn für bestimmte Messaufgaben Verbesserungen in den Ergebnissen, höhere Zuverlässigkeit der Messungen oder wirtschaftlichere Lösungen im Vergleich zu konventionellen Messsystemen erreicht werden.

Ein Vorteil faseroptischer Sensoren ist die Möglichkeit, diese sowohl auf Oberflächen von Strukturen zu applizieren als auch in Betonbauteile rückwirkungsarm einzubetten. Dadurch können ausgedehnte Bauwerksbereiche auch an später unzugänglichen Stellen und insbesondere Pfahlgründungen über die kurzzeitige dynamische und statische Prüfung hinaus auch dauerhaft überwacht werden.

Für das in dieser Arbeit verfolgte Ziel, diese Sensorik für das Anwendungsfeld der dynamischen und statischen Pfahlprüfungen nutzbar zu machen, wurden geeignete faseroptische Sensorprinzipien auf Basis deren Leistungscharakteristik diskutiert und mit den gebräuchlichsten konventionellen Messsystemen verglichen und bewertet. Im Vergleich zu faseroptischen Sensoren weisen die am häufigsten verwendeten konventionellen DMS, die oft eine aufwendige Abschirmung benötigen und deren Größe, Gewicht und Kosten relativ hoch sein können, weitere wesentliche Nachteile auf:

- unzureichende Langzeitstabilität insbesondere bei rauen Umgebungsbedingungen (Nullpunktdrift),
- dauerhaft erforderliche Energieversorgung,
- hohe Empfindlichkeit gegenüber elektrischen Störungen,
- Veränderung der Messwerte durch Zuleitungseinflüsse,
- hoher Verkabelungsaufwand und
- die dadurch bedingte Beeinflussung der Strukturintegrität der Bauteile.

Faseroptische Sensoren können deshalb für bestimmte Messaufgaben effiziente Alternativen bieten oder neue Aussagen ermöglichen. Die Fortschritte in der verteilten faseroptischen Sensorik versprechen in Zukunft praxisrelevante Lösungen, die auch den in dieser Arbeit gestellten Anforderungen bezüglich statischer Belastungen gerecht werden können. Hierbei ist vor allem eine verbesserte Ortsauflösung im Zentimeterbereich von Interesse. Für die FBG-Messtechnik kann erwartet werden, dass in den nächsten Jahren auch dynamische Messgrößenänderungen bis zu 10 kHz pro Kanal standardmäßig in Echtzeit erfasst werden können. Dies ist besonders dann interessant, wenn möglichst viele FBG-Sensoren in einer einzigen Faser mit hoher Messrate abgefragt werden können. Einige Geräte kommen bei kleiner Kanalanzahl bereits in die Nähe des erforderlichen Frequenzbereichs. Die FBG-Sensoren werden für spezielle Untersuchungen zum Dehnungsübertragungsverhalten bei quasi-statischer Belastung in die Untersuchungen dieser Arbeit einbezogen.

Für die dynamische Pfahlprüfung ist der Einsatz konventioneller und faseroptischer Messgeräte durch die realisierbare Messrate begrenzt. Nur wenige Messsysteme sind in der Lage, eine große Anzahl von Sensoren mit einer Messrate von  $\geq 10$  kHz pro Sensor auszulesen. Dieser Parameter stellt hohe Anforderungen sowohl an Sensoren und Installation, aber hauptsächlich

an die Elektronik bzw. Optoelektronik der Messgeräte, und bildet damit einen der zukünftigen Forschungs- und Entwicklungsschwerpunkte. Aufgrund der dynamischen Anforderungen und auf Basis der in diesem Kapitel durchgeführten Bewertungen wurden die EFPI-Sensoren für die Untersuchungen zur instrumentierten dynamischen und statischen Pfahlprüfung in dieser Arbeit ausgewählt. Dabei wird der beschriebene steife Sensoraufbau verwendet.

Derzeit fehlen bezüglich des zuverlässigen Einsatzes faseroptischer Sensoren allgemein gültige Richtlinien. Dies liegt einerseits an der Vielfalt der Sensortypen und andererseits an der relativ geringen Zahl kommerziell verfügbarer Sensorlösungen. Ein Vergleich der Ergebnisse verschiedener Fasersensortypen untereinander und mit denen konventioneller Sensoren ist deshalb schwierig. Derzeit obliegt es in vielen Fällen den jeweiligen Anwendern, eine geeignete Installationstechnik zur Ankopplung des Sensors an das Messobjekt zu realisieren. Da diese ebenso vielfältig wie die Sensorprinzipien sind und darüber hinaus von der Messlänge, dem Faser-Coating, den Klebstoffeigenschaften, der Geometrie der Klebungen und weiteren Parametern abhängig ist, liegen hier die größten Unsicherheiten bei Messungen mit faseroptischen Sensoren vor.

Deshalb kommt diesem Aspekt im Rahmen dieser Arbeit besondere Bedeutung zu. Gestützt durch orientierende Berechnungen werden experimentelle Untersuchungen zum Dehnungsübertragungsverhalten von EFPI-Sensoren durchgeführt. Ziel ist dabei, einen geeigneten Klebstoff und die optimale Klebstoffgeometrie für deren Oberflächenapplizierung zu bestimmen sowie die erforderlichen Hilfsmittel zur Installation zu entwickeln, um reproduzierbar eine zuverlässige Dehnungsübertragung zu erreichen (Kap. 4).

Die Ergebnisse dieser grundlegenden Untersuchungen werden auf eine Sensorlösung übertragen, mit der strukturintegrierte Messungen in Betonpfählen durchgeführt werden können. Speziell für die EFPI-Sensoren wird ein Installationsverfahren für diese Sensorlösung erarbeitet, das als Grundlage für zukünftige Validierungsverfahren und Richtlinien hilfreich sein kann und das dazu beiträgt, dass die Vorteile der Fasersensorik durch anwendungsfreundliche und definierte Handhabungen, ähnlich der Dehnungsmessstreifentechnik, bei diesem Anwendungsfall effizient genutzt werden können.

## **4 Untersuchungen zum Dehnungsübertragungsverhalten faseroptischer Sensoren**

### **4.1 Problemstellung und Methodik**

Die sichere Übertragung der Dehnung vom Messobjekt auf den Sensor ist Voraussetzung für exakte Messungen. Die Herausforderung bei der Anwendung faseroptischer Messsysteme besteht unter anderem in der Entwicklung eines auf die jeweilige Messaufgabe angepassten konstruktiven Designs der Sensoren und in deren zuverlässigen Ankopplung, sodass nur der gewünschte Effekt gemessen wird. Dieser Aspekt hat auch heute noch nicht an Bedeutung verloren und wird in diesem Kapitel für die eingangs beschriebene Problemstellung behandelt.

Der faseroptische Sensor muss in geeigneter Weise an die Betonpfahlstruktur angekoppelt werden. Generell kann zwischen der direkten Einbettung des Sensors in den Beton (Strukturintegration) oder dessen Ankopplung auf einer Bauteiloberfläche (Oberflächenapplizierung) unterschieden werden. Zur direkten Einbettung von FBG- und EFPI-Sensoren in mineralische Werkstoffe sind von HABEL ET AL. (1998) und HABEL (2000) umfangreiche Erkenntnisse publiziert und entsprechende Empfehlungen formuliert worden. Die Applizierung der Sensoren kann auch direkt an der Pfahlbewehrung als Sensorträger vor Ort erfolgen. Für die hier betrachtete Anwendung sind beide Varianten nicht praktikabel (Kap. 4.4.1).

Weiterhin können die Sensoren in Messwertaufnehmern integriert werden. Diese übernehmen die Funktion der Dehnungsübertragung vom Pfahlbeton auf den Sensor und ermöglichen eine zuverlässige und reproduzierbare Installation. Es wird deshalb ein Messwertaufnehmer mit Sensorträger entwickelt, auf dessen Oberfläche die Sensoren durch Klebung appliziert werden. Der instrumentierte Sensorträger wird direkt bei der Herstellung in die Betonstruktur eingebettet. Oberflächenapplizierung und Strukturintegration werden mit dieser Lösung kombiniert.

Die Oberflächenapplizierung von lokalen faseroptischen Sensoren wird in vielen Fällen durch Klebung realisiert. In der Literatur sind weitere Möglichkeiten beschrieben, wie z. B. die Oberflächenintegration von Fasern (TRUTZEL, 2001) oder die Montage von Messwertaufnehmern mit entsprechenden Hilfskonstruktionen (z. B. Verschraubung, im Bild 3.9 für einen Schwingsaitenaufnehmer mit größerer Messlänge gezeigt). In dieser Arbeit wird die Ankopplung der Sensoren durch Klebung auf die Oberfläche von Stahl-Sensorträgern untersucht und realisiert. Die wesentliche Aufgabe dabei ist die Entwicklung einer Methode, durch die reproduzierbar zuverlässige Dehnungsübertragungsfaktoren erreicht werden.

Die Eigenschaften der Dehnungsübertragung wurden durch standardisierte Zugversuche experimentell bestimmt. Analytische Berechnungen dienten vorab der Ermittlung des Einflusses verschiedener Parameter auf die Dehnungsübertragung und zur Dimensionierung von Sensor und Klebung. Die Motivation und die Notwendigkeit für diese Untersuchungen im Rahmen der Arbeit ergaben sich einerseits aus bisher noch fehlenden standardisierten Applizierungsmethoden für die faseroptischen Sensoren und andererseits aus zunächst nicht zufrieden stellenden Ergebnissen erster Zugversuche. Die dabei ermittelten Sensordehnungen wichen teilweise stark von den erwarteten Werten ab und waren darüber hinaus nicht ausreichend reproduzierbar.

Auf Basis der Berechnungsergebnisse wurde das weitere experimentelle Versuchsprogramm festgelegt. Die Schwerpunkte dieser Untersuchungen lagen auf der Auswahl eines geeigneten Klebstoffs und der geometrischen Gestaltung der Klebung unter Berücksichtigung der Klebstoffeigenschaften. Die gewonnenen Erkenntnisse wurden auf die Applizierung der Sensoren

auf den zur Einbettung in den Pfabl beton konstruierten Sensorträger übertragen. Dafür wurde eine spezielle Methode der Sensorinstallation entwickelt (Kap. 4.4).

Die Dehnungsübertragung auf geklebte lokale Sensoren erfolgt nicht gleichmäßig über deren Messlänge. In den Übergangsbereichen an den Enden des Sensors steigt die Dehnung zunächst nichtlinear auf einen konstanten Wert an, sodass in diesen Bereichen geringere Dehnungen als im mittleren Sensorbereich vorliegen. In der Dehnungsmessstreifentechnik (Kap. 3.4) ist dieses Problem durch die konstruktive Gestaltung von Messgitter und Trägerfolie gelöst, sodass Anwender bei der Installation i. d. R. nur entsprechende Verarbeitungsrichtlinien bezüglich des verwendeten Klebstoffs einhalten müssen. Ausführliche Untersuchungen zur Dehnungsübertragung auf Folien-DMS wurden von ROHRBACH ET AL. (1959) vorgestellt. In Bild 4.1 ist das Modell für oberflächenapplizierte DMS dargestellt.

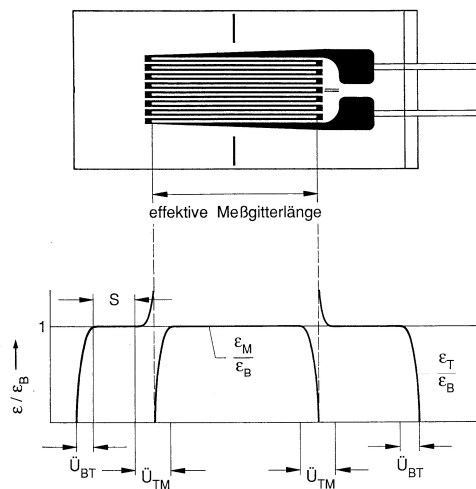


Bild 4.1: Modell der Dehnungsübertragung von einem Bauteil (B) über ein Trägermaterial (T) auf das Messgitter (M) eines oberflächenapplizierten Folien-DMS, nach ROHRBACH ET AL. (1959), dargestellt in KEIL (1995).

Die nichtlinearen Dehnungsübergangsbereiche vom Bauteil zum Trägermaterial  $\ddot{U}_{BT}$  und von diesem zum Messgitter  $\ddot{U}_{TM}$  sind deutlich erkennbar. Der Bereich  $\ddot{U}_{TM}$ , in dem die Dehnung des Trägers bezogen auf die Bauteildehnung  $\varepsilon_T/\varepsilon_B > 1$  ist, entsteht durch die i. d. R. höhere Steifigkeit des Messgitters im Vergleich zum Trägermaterial. Sind die E-Moduln beider Materialien gleich, ist der Bereich nicht vorhanden. Die Geometrie der Trägerfolie muss deshalb so gestaltet werden, dass sich der Bereich S, in dem die Dehnungen im Träger und im Bauteil gleich sind, ausbilden kann. KEIL (1995) gibt einen minimalen Überstand der Trägerfolie von 1,5 mm in Längsrichtung an.

Für faseroptische Sensoren existieren derartige konstruktive Vorgaben nicht. Unter der Annahme, dass für Fasersensoren ähnliche geometrische Anforderungen formuliert werden können, wird der Dehnungsübergang nach Bild 4.1 sinngemäß auf unbeschichtete faseroptische Sensoren übertragen. Dabei wird die Trägerfolie durch die Sensorfaser bzw. die Kapillare (beim EFPI-Sensor) ersetzt. Die Größe der erforderlichen Haftungslänge des Sensors im Vergleich zur aktiven Sensormesslänge ist Gegenstand der Untersuchungen in diesem Kapitel.

Für die unbeschichteten EFPI-Sensoren (ohne Coating, Bild 3.6) werden dabei die Scherspannungen in den Grenzflächen Sensorträger/Klebstoff und Klebstoff/Sensor betrachtet. Bei beschichteten FBG-Sensoren muss zusätzlich das Faser-Coating berücksichtigt werden. Im Vergleich zum DMS weist die optische Faser (z. B. FBG-Sensor) und die Kapillare des EFPI-Sensors eine zylindrische Form auf, die i. d. R. auf ebene Oberflächen zu kleben ist. Für diese Anwendungen fehlen allgemeingültige Empfehlungen zu geeigneten Applizierungsmitteln sowie entsprechende Verarbeitungsrichtlinien. Deshalb wurde im Rahmen dieser Arbeit für die kon-



krete Anwendung der Dehnungsmessung im Innern von Betonpfählen eine Methode entwickelt und untersucht, mit der ein sicherer Haftverbund zwischen faseroptischem Sensor und einem im Pfahlbeton eingebetteten Sensorträger erreicht werden kann.

## 4.2 Analytische Berechnungen für oberflächenapplizierte Sensoren

### 4.2.1 Berechnungsmodell

Auf Basis existierender Berechnungsmodelle zur Beschreibung der Dehnungsübertragung von der Werkstoffmatrix auf vollständig eingebettete Fasern wird ein idealisiertes Modell zur Oberflächenapplizierung von EFPI-Sensoren mit festem Aufbau durch Klebung abgeleitet. Die bestehenden Modelle basieren auf der so genannten Shear-Lag-Theorie, beschrieben in BENTUR ET AL. (1990). Eine vereinfachende schematische Darstellung der Spannungs- und Dehnungsverhältnisse nach diesen Modellen ist in Bild 4.2 gegeben.

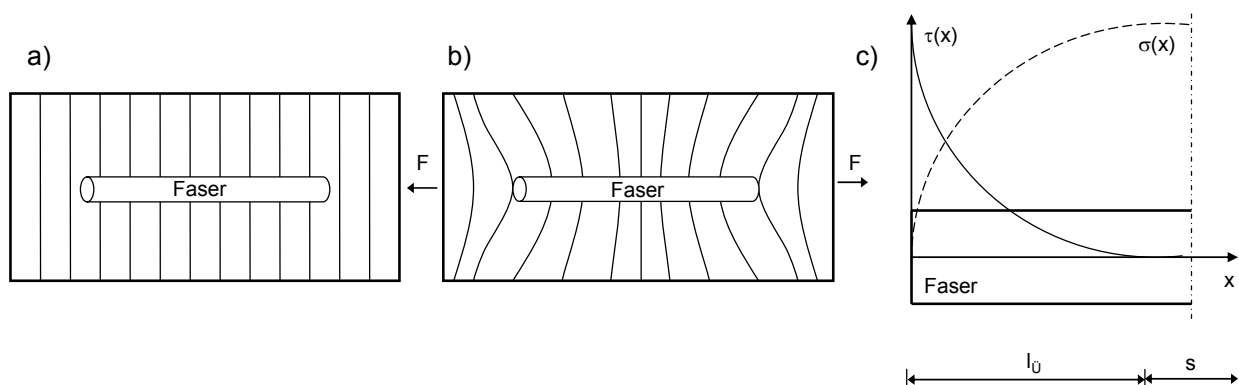


Bild 4.2: Schematische Darstellung einer eingebetteten Faser:  
a) Verformungsverlauf in der umgebenden Matrix vor der Belastung,  
b) Verformungsverlauf in der umgebenden Matrix bei Belastung in Faserrichtung,  
c) Verteilungen der Schubspannung  $\tau(x)$  an der Grenzfläche Matrix/Faser und der Normalspannung  $\sigma(x)$  in der Faser (nach BENTUR ET AL., 1990) mit  
s: Bereich konstanter Dehnung,  $l_0$ : Übertragungslänge von  $\varepsilon = 0$  bis  $\varepsilon = \text{konstant}$ .

In den meisten Modellen wird von linear-elastischem Materialverhalten ausgegangen. Diese Modelle wurden in der Fasersensorik als Grundlage zur Beschreibung der Dehnungsübertragung genutzt und weiterentwickelt (YUAN ET AL., 1998; ANSARI ET AL., 1998). Dabei wird die Spannungs- und Dehnungsübertragung von der umgebenden Matrix über das Faser-Coating auf den faseroptischen Sensor in Faserlängsrichtung betrachtet und davon ausgegangen, dass es zu keiner Rissbildung in der Matrix und nicht zum Ablösen des Sensors kommt. In Bild 4.3 ist das für die im Weiteren beschriebenen Berechnungen verwendete Modell (Geometrie und wirkende Spannungen) dargestellt.

Der betrachtete EFPI-Sensor ist im Vergleich zu beschichteten Sensoren nicht von Coating umgeben und mit nur einer Anschlussfaser verbunden (Bild 3.6). Anstelle des Coatings wird die Klebstoffschicht berücksichtigt. Der Sensor ist dabei mit der halben Umfangslänge im Klebstoff eingebettet und auf der Oberfläche eines Sensorträgers appliziert, der die Verformung vorgibt. Im Modell entspricht die Klebelänge der Länge der Kapillare und auch gleichzeitig der Messlänge des Sensors. Bei der Herleitung der rechnerischen Sensordehnung wird von folgenden vereinfachenden Annahmen ausgegangen:

- Klebstoff, Sensormaterial und Sensorträger weisen homogenes, isotropes und linear-elastisches Materialverhalten auf. Die Gültigkeit der Elastizitätstheorie ist für den metallischen Sensorträger und das Sensorglas für begrenzte Belastungen ausreichend, für den Klebstoff jedoch unsicherheitsbehaftet.
- Die Kapillare des Sensors wird mit vollem kreisförmigem Querschnitt angesetzt.
- Der Sensor ist nicht von Coating umgeben.
- Die Querschnittseigenschaften des Sensors sind über die gesamte Klebelänge konstant.
- An den Kontaktflächen liegen ideale Stoffverbindungen vor.
- Die Klebstoffschicht wird nur über die Kontaktfläche zum Sensorträger durch Schubspannungen belastet.
- Die Ausdehnung des Sensorträgers ist groß im Vergleich zur Sensorlänge. Im Sensorträger liegt eine konstante Dehnungsverteilung vor.
- Die Zuleitungsfaser, mechanisch entkoppelt vom Sensorträger, bleibt unberücksichtigt.

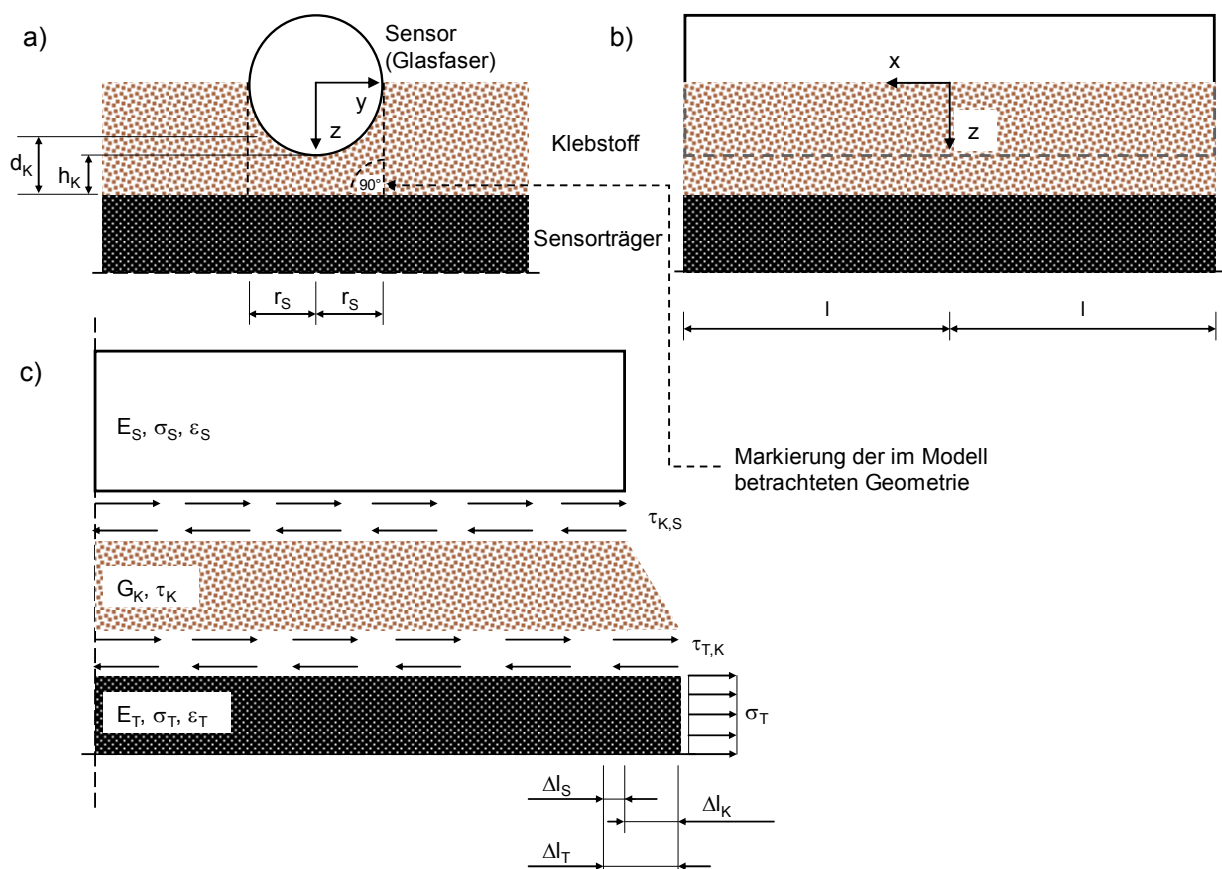


Bild 4.3: Modell der Spannungs- und Dehnungsübertragung auf einen oberflächenapplizierten EFPI-Sensor: Länge der Klebung (Kapillare):  $2l$ , Dicke der Klebstoffschicht unterhalb des Sensors:  $h_K$ , effektive Dicke der Klebstoffschicht:  $d_K$ , Radius des Sensors:  $r_S$ , Normalspannung im Sensorträger:  $\sigma_T$ , Schubspannungen in den Grenzflächen Träger/Klebstoff und Klebstoff/Sensor ( $\tau_{T,K}$ ,  $\tau_{K,S}$ ).

Das analytische Modell bildet die Dehnungsübertragung auf einen EFPI-Sensor unter den gegebenen Annahmen ab. Der damit verbundene Fehler wird anhand der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen diskutiert (Kap. 4.3).

Die Verformung des Sensorträgers bewirkt eine nichtlineare Schubspannungsverteilung über die Sensorlänge mit einem Maximalwert an den Enden des Sensors abfallend auf einen Minimalwert in Sensormitte (Bild 4.2). Die im Sensor erzeugte Normalspannung steigt in diesem Bereich auf einen konstanten Wert.

Es wird vorausgesetzt, dass die Verformung des Sensorträgers  $\Delta l_T$  gleich der Summe der Verformung des Klebstoffs  $\Delta l_K$  und des Sensors  $\Delta l_S$  in x-Richtung ist

$$\Delta l_T(x) = \Delta l_K(x) + \Delta l_S(x). \quad (4.1)$$

Die Dehnungsübertragung kann unter den genannten Annahmen durch Bildung des Gleichgewichts der Scherkräfte zwischen Sensorträger und Klebstoff  $\tau_{T,K}$  sowie Klebstoff und Sensor  $\tau_{K,S}$  mit folgender Differentialgleichung beschrieben werden

$$\frac{\partial^2 \tau_{K,S}(x)}{\partial x^2} - k^2 \tau_{K,S}(x) = 0. \quad (4.2)$$

Die Herleitung ist in Anhang A2 enthalten. Der Koeffizient  $k^2$  beschreibt die Materialeigenschaften von Klebstoff und Sensor und ergibt sich zu

$$k^2 = \frac{2 \cdot G_K}{\pi \cdot d_K \cdot r_S \cdot E_S}, \quad (4.3)$$

- $d_K$  effektive Klebstoffschichtdicke,
- $E_K, E_S$  E-Modul von Klebstoff und Sensor,
- $G_K$  Schubmodul des Klebstoffs  $G_K = \frac{E_K}{2(1+\nu_K)}$ ,
- $r_S$  Radius des Sensors.

Im Unterschied zu den bestehenden Modellen, die eine vollständige axialsymmetrische Einbettung des Sensors betrachten und das Coating mit dessen Radius in die Berechnung einfließt, wurde hier für den Klebstoff eine effektive Schichtdicke  $d_K$  eingeführt. Dieser Berechnungsparameter (Gl. 4.4) ergibt sich in Abhängigkeit der Höhe der Klebstoffschicht  $h_K$  unterhalb des Sensors und aus der Geometrie des kreisförmigen Sensorquerschnitts für ein zu der in Bild 4.3 a) markierten Fläche (Anhang A2) flächengleiches Rechteck.

$$d_K = r_S \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) + h_K \quad (4.4)$$

Eine mitwirkende Breite, die bei Ansatz eines Winkels von z. B.  $45^\circ$  (statt  $90^\circ$ ) zu einer größeren Haftungsbreite des Klebstoffs auf der Sensorträgeroberfläche führt, wird durch diese im Modell betrachtete Geometrie des Klebstoffs vernachlässigt.

Die Lösung der DGL (4.2) kann durch Exponentialansatz und Umformulierung mit Hyperbelfunktionen ausgedrückt werden durch

$$\tau_{K,S}(x) = C_1 \sinh(kx) + C_2 \cosh(kx). \quad (4.5)$$

Unter der Annahme, dass in Sensormitte ( $x = 0$ ) gilt

$$\frac{\sigma_T}{E_T} = \frac{\sigma_S}{E_S} \quad (4.6)$$

und nach Bestimmung und Einsetzen der Integrationskonstanten (Anhang A2) folgt die Schubspannungsverteilung zwischen Klebstoff und Sensor

$$\tau_{K,S}(x) = \frac{\sigma_T}{E_T} \cdot k \cdot E_S \cdot r_S \cdot \frac{\cosh(kx)}{\sinh(kl)}, \quad (4.7)$$

sowie die Normalspannungsverteilung und der Dehnungsverlauf über der Sensorlänge

$$\sigma_S(x) = \sigma_T \frac{E_S}{E_T} \left[ 1 - \frac{\sinh(kx)}{\sinh(kl)} \right], \quad (4.8)$$

$$\varepsilon_S(x) = \frac{\sigma_T}{E_T} \left[ 1 - \frac{\sinh(kx)}{\sinh(kl)} \right]. \quad (4.9)$$

Die absolute Sensordehnung  $\bar{\varepsilon}_S$  ergibt sich durch Integration von Gl. (4.9) über die Klebelänge

$$\bar{\varepsilon}_S = \int_0^l \varepsilon_S(x) dx = \frac{\sigma_T}{E_T} \left[ 1 - \frac{\cosh(kl) - 1}{kl \cdot \sinh(kl)} \right]. \quad (4.10)$$

Der Klammerausdruck beschreibt den material- und geometrieabhängigen Übertragungsfaktor zwischen der gleichförmig verteilten Dehnung des Sensorträgers und der Sensordehnung.

Bei den Berechnungen wurden alle Parameter, die nach Gl. (4.3) in  $k^2$  zusammengefasst sind, variiert. Tabelle 4.1 enthält die angesetzten Werte und Variationsbereiche. Diese sind der Literatur und Herstellerangaben entnommen. Die Parameter für den Sensorträger orientieren sich an den Randbedingungen der experimentellen Untersuchungen (Kap. 4.3).

Tabelle 4.1 Eingangsparmeter der Berechnung.

Parameter		Einheit	Betrag	Variationsbereich
Sensorträger – Material (Stahl 1.4301)				
Querschnittsfläche	$A_T$	mm <sup>2</sup>	29,20	-
E-Modul	$E_T$	N/mm <sup>2</sup>	200.000	-
Zugkraft	$F_T$	N	6.000	-
resultierende Dehnung	$\varepsilon_T$	µm/m	1.027,4	-
Sensor (synthetisches Kieselglas)				
Radius	$r_S$	mm	0,105	-
E-Modul	$E_S$	N/mm <sup>2</sup>	70.000	60.000 – 75.000
Klebung				
Länge	$2l$	mm	15	2,5 - 30
Höhe	$h_K$	mm	0,01	0,001 - 1
E-Modul	$E_K$	N/mm <sup>2</sup>	6.000	3.000 – 15.000
Querdehnzahl	$\nu_K$	-	0,3	0,2 – 0,35

#### 4.2.2 Berechnungsergebnisse

Die mit Gl. (4.9) und Gl. (4.10) berechneten Dehnungen sind in den folgenden Diagrammen auf die vorgegebene Dehnung des Sensorträgers  $\varepsilon_T$  bezogen und jeweils über die Länge  $x$  in Faserrichtung aufgetragen.

##### Einfluss der Länge der Klebung (Sensorlänge)

In Bild 4.4 ist die Dehnungsverteilung im Sensor für verschiedene Sensorlängen dargestellt. Es stellt sich, analog zur Normalspannungsverteilung nach Bild 4.2, der erwartete Verlauf ein. Der

Bereich der nichtlinearen Dehnungsverteilung ( $l_0$ ) am Anfang und Ende des Sensors beträgt 1,9 mm, bis die Dehnung im Sensor der des Sensorträgers mit einer Abweichung von  $< 1\%$  entspricht. Dieser Wert ist für die gewählten Eingangsparameter (Tabelle 4.1, 3. Spalte) bei variabler Sensorlänge unveränderlich. Für Sensorlängen von  $2l < 2 \cdot 1,9 \text{ mm} = 3,8 \text{ mm}$  ist demnach kein Längenabschnitt  $s$  mit homogen verteilter Dehnung vorhanden. Dies ist für  $2l = 2,5 \text{ mm}$  (linke Kurve in Bild 4.4) deutlich zu erkennen. Da der Sensor die Dehnung über die Messlänge integral erfasst, ist der zu erwartende Messfehler für kleine Messlängen groß. Je größer die Messlänge gewählt werden kann, desto geringer wird der Fehler. Die Klebelänge sollte deshalb so groß gestaltet werden, dass der Bereich konstanter Dehnung  $s$  im Vergleich zur Sensorlänge  $2l$  bzw. das Verhältnis  $s/l_0$  maximal wird.

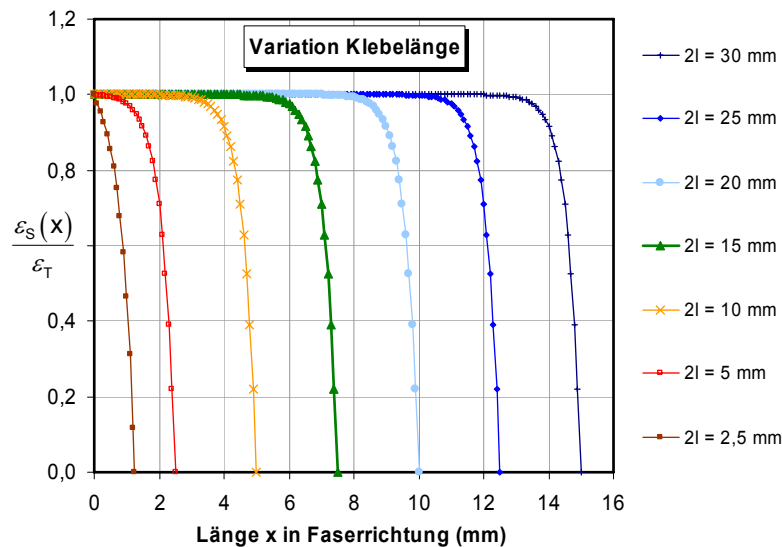


Bild 4.4: Dehnungsverlauf über die halbe Sensorlänge  $l$ : Variation Klebelänge  $2l$  für  $E_K = 6.000 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_S = 70.000 \text{ N/mm}^2$ ,  $r_S = 105 \text{ }\mu\text{m}$  und  $h_K = 10 \text{ }\mu\text{m}$  ( $x = 0$  entspricht Sensormitte).

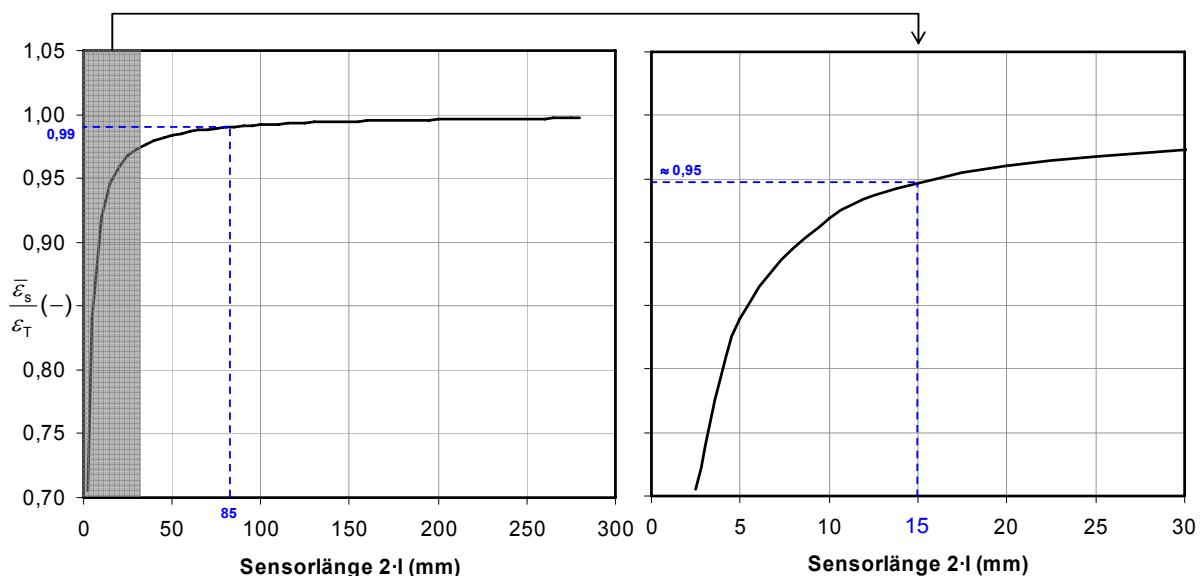


Bild 4.5: Absolute Sensordehnung in Abhängigkeit der Sensorlänge  $2l$  für  $E_K = 6.000 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_S = 70.000 \text{ N/mm}^2$ ,  $r_S = 105 \text{ }\mu\text{m}$  und  $h_K = 10 \text{ }\mu\text{m}$ .

Bild 4.5 zeigt die nach Gl. (4.10) berechnete absolute Sensordehnung. Unter Berücksichtigung der im Modell getroffenen Annahmen folgt daraus, dass erst bei Sensorlängen von  $2l > 85$  mm die vorgegebene Dehnung vom Sensor mit einem Fehler von  $< 1$  % gemessen wird. Bei einer realistischen Messlänge eines EFPI-Sensors von  $2l = 15$  mm ergibt die Modellrechnung eine um ca. 5 % zu geringe Dehnung (Bild 4.5 rechts).

#### Einfluss von Steifigkeit und Schichtdicke des Klebstoffs

Eine Erhöhung der Dehnungsübertragungsfaktoren kann durch die Wahl eines steiferen Klebstoffs erreicht werden. Anhand der in Bild 4.6 a) dargestellten Ergebnisse wird deutlich, dass der E-Modul des Klebstoffs großen Einfluss auf die Dehnungsübertragung hat und deshalb diesem Parameter bei der Auswahl für eine Messaufgabe hohe Bedeutung zukommen muss. Eine Verdopplung der Steifigkeit von  $E_K = 6.000$  N/mm<sup>2</sup> auf  $E_K = 12.000$  N/mm<sup>2</sup> bewirkt eine Verringerung der Übertragungslänge  $l_0$  um 31,6 % von 1,9 mm auf 1,3 mm. Ist  $E_K$  nur halb so groß (3.000 N/mm<sup>2</sup>), erhöht sich  $l_0$  um 42,1 % auf 2,7 mm.

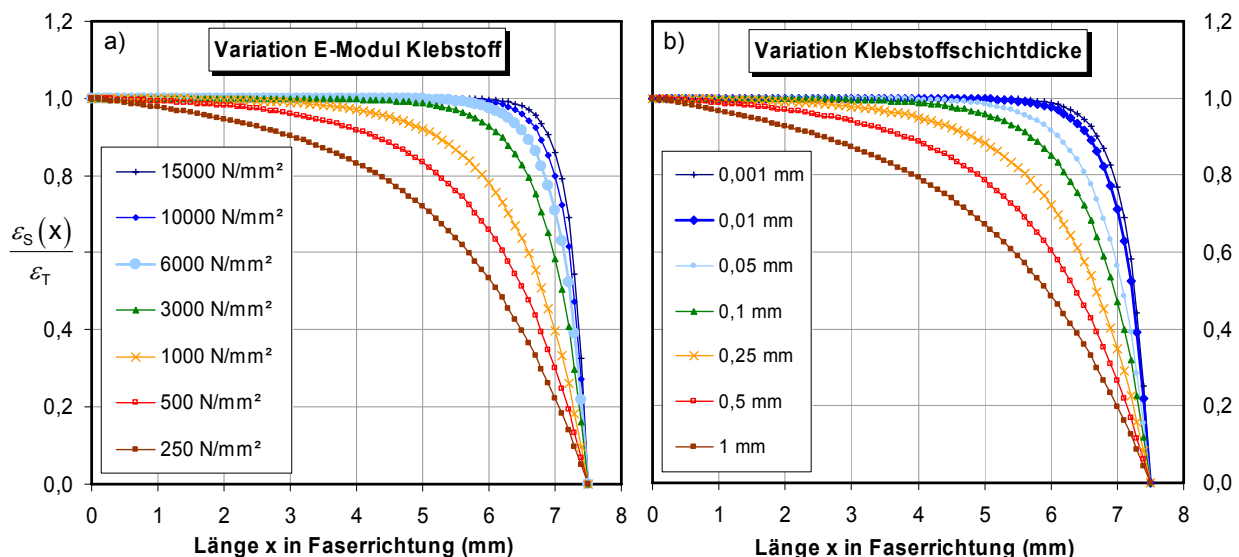


Bild 4.6: Dehnungsverlauf über die halbe Sensorlänge  $l$ : für  $2l = 15$  mm,  $E_S = 70.000$  N/mm<sup>2</sup> und  $r_S = 105$  µm bei a) Variation E-Modul Klebstoff  $E_K$  für  $h_K = 10$  µm und b) Variation Klebstoffschichtdicke  $h_K$  für  $E_K = 6.000$  N/mm<sup>2</sup>.

Die Schichtdicke  $h_K$  hat nach den berechneten Ergebnissen einen ähnlich großen Einfluss wie der E-Modul. In Bild 4.6 b) wird deutlich, dass erst ab einer Dicke von  $h_K < 50$  µm akzeptable Dehnungsübertragungsfaktoren bei nur geringer Übertragungslänge  $l_0$  erreicht werden. Für die praktische Handhabung ist deshalb sicherzustellen, dass der Sensor direkt auf der Oberfläche ohne Abstand appliziert wird.

Die berechneten Dehnungsverläufe für variable Sensorsteifigkeiten und Querdehnzahlen des Klebstoffs ergaben wesentlich geringere Beeinflussungen und können deshalb im Vergleich zu den beschriebenen Parametern vernachlässigt werden.

Ein Vergleich der Ergebnisse dieses idealisierten Modells mit denen, die für oberflächenapplizierte, beschichtete Sensoren nach der FE-Methode von TRUTZEL (2001) beschrieben wurden, zeigt, dass bezüglich der Steifigkeit des den Sensor direkt umgebenden Materials tendenziell vergleichbare Dehnungswerte ermittelt werden. Bei einem E-Modul von 3.000 N/mm<sup>2</sup> des Coatings für FBG-Sensoren wird nach TRUTZEL (2001) die vorgegebene Dehnung näherungsweise

erst nach 2-3 mm der Klebelänge erreicht. Das mit dem hier beschriebenen Modell ermittelte Ergebnis von  $l_0 = 2,7$  mm für einen E-Modul des Klebstoffs von  $E_K = 3.000 \text{ N/mm}^2$  liegt in dem von TRUTZEL (2001) angegebenen Bereich.

Die Dehnungsübertragungsfaktoren für die hier betrachteten unbeschichteten EFPI-Sensoren bei geringer Klebstoffschichtdicke sind darüber hinaus vergleichbar mit denen, die für vollständig eingebettete Sensoren mit PI-Coating (Dicke = 20  $\mu\text{m}$ ,  $E_{\text{Coating}} = 900 \text{ N/mm}^2$ ) von HABEL (2000) veröffentlicht wurden. Der Autor verwendete das Modell von YUAN ET AL. (1998) und ANSARI ET AL. (1998), das auch den hier beschriebenen Berechnungen zugrunde liegt. Nach HABEL (2000) sind die Dehnungsübertragungsfaktoren für Sensoren mit Acrylat-Coating (Dicke = 62,5  $\mu\text{m}$ ,  $E_{\text{Coating}} = 600 \text{ N/mm}^2$ ) jedoch deutlich geringer als die für das PI-Coating berechneten. Lediglich für das von HABEL (2000) untersuchte Plasmapolymere-Coating (Dicke = 1  $\mu\text{m}$ ,  $E_{\text{Coating}} = 14.000 \text{ N/mm}^2$ ) werden bessere Ergebnisse in der Berechnung erreicht. Ein Vergleich von Rechnung und Messung zeigt jedoch für die von HABEL (2000) angegebenen Ergebnisse deutliche Unterschiede. Selbst mit dem Plasmapolymere-Coating lässt sich für eine realistische Länge von EFPI-Sensoren von  $2l = 15$  mm nur ein Dehnungsübertragungsfaktor von ca. 0,9 aus den Diagrammen entnehmen.

#### 4.2.3 Schlussfolgerungen

Die Berechnungsergebnisse verdeutlichen den Einfluss der Klebelänge, der Klebstoffsteifigkeit und dessen Schichtdicke auf den Dehnungsverlauf im Sensor und die vom Sensor ermittelte absolute Dehnung bezogen auf die Messlänge. Anhand dieser Ergebnisse kann die Klebstoffauswahl und Vordimensionierung der geometrischen Randbedingungen der Klebung für die experimentellen Untersuchungen durchgeführt und die Wahrscheinlichkeit fehlerhafter Messungen reduziert werden.

Generell kann eine gute Dehnungsübertragung durch große Klebelängen im Vergleich zur Messlänge erreicht werden, wenn dies Sensoraufbau und Installation ermöglichen. Das trifft bei vielen Anwendungen für FBG-Sensoren zu, da deren Aufbau die Verlängerung der Klebung entlang der Sensorfaser erlaubt. Für die EFPI-Sensoren ist eine beliebig lange Klebung durch die kurze Kapillare nicht realisierbar. Die Länge der Kapillare (Haftungslänge) sollte deshalb größer sein, als die durch die Kollabierungspunkte im Innern der Kapillare definierte Messlänge. Dadurch verringert sich der Bereich der Übertragungslänge  $l_0$  innerhalb der Messlänge. Herstellungsbedingt lässt sich eine maximal 4 mm größere Haftungslänge im Vergleich zur Messlänge realisieren. Der durch die Berechnung ermittelte Fehler von ca. 5 % wird dadurch reduziert. Im Vergleich zu FBG-Sensoren ist die maximale Haftungslänge von EFPI-Sensoren jedoch geringer, sodass bei experimentellen Untersuchungen größere Dehnungsverluste entstehen können.

Zusätzlich zu einer großen Haftungslänge sollte eine hohe Klebstoffsteifigkeit bei sehr geringen Klebstoffschichtdicken angestrebt werden. Für die Laborversuche wird anhand der Ergebnisse nach Bild 4.6 eine Steifigkeit des Klebstoffs von  $E_K \geq 6.000 \text{ N/mm}^2$  angestrebt. Die Klebstoffschichtdicke wird durch entsprechende Maßnahmen auf ein Minimum reduziert.

In den Berechnungen wurde von idealisierten Verhältnissen ausgegangen. Diese sind in der Realität nicht immer vorhanden. Im Berechnungsmodell bleiben weiterhin Einflüsse, wie z. B. Materialinhomogenitäten, Oberflächenbeschaffenheiten, Reproduzierbarkeit der Installation und Unsicherheiten in den angesetzten Materialparametern, unberücksichtigt. Aus diesen Gründen kann auf experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung zuverlässiger Dehnungsübertragungsfaktoren nicht verzichtet werden. Diese werden in den folgenden Abschnitten beschrieben.

### 4.3 Experimentelle Ermittlung von Dehnungsübertragungskennwerten

#### 4.3.1 Sensorträger und quasi-statische Zugbelastung

Die experimentellen Untersuchungen zum Dehnungsübertragungsverhalten wurden in Form von quasi-statischen Zugversuchen an metallischen Sensorträgern mit oberflächenapplizierten Sensoren durchgeführt. Das Material der Zugproben ist das gleiche, das für die zur Einbettung in den Pfahlbeton entwickelten Sensorträger (Kap. 4.4) verwendet wurde. Es wurde ein nicht-rostender, austenitischer Chrom-Nickel-Stahl mit guter Korrosionsbeständigkeit gewählt (Bezeichnung: 1.4301,  $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$ ,  $\rho = 7,9 \text{ g/cm}^3$ ,  $R_{p0,2} \geq 190 \text{ N/mm}^2$ ,  $\alpha_T = 16,5 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ ,  $\nu = 0,3$ ). Aus einem Werkstück wurden mehrere baugleiche Zugproben (Bild 4.7) durch Wasserstrahlschneiden gefertigt und die Oberflächen geschliffen, sodass für alle Zugproben von gleichen Materialeigenschaften ausgegangen werden konnte.

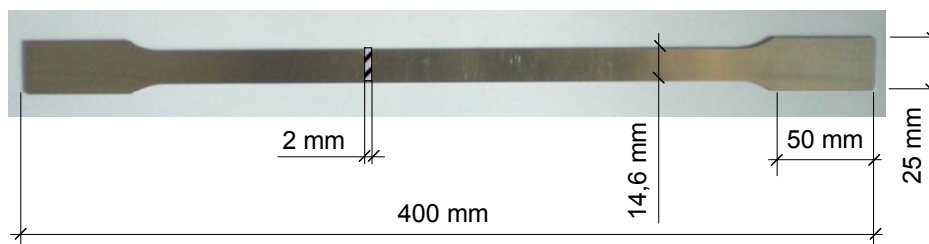


Bild 4.7: Sensorträger (Zugprobe).

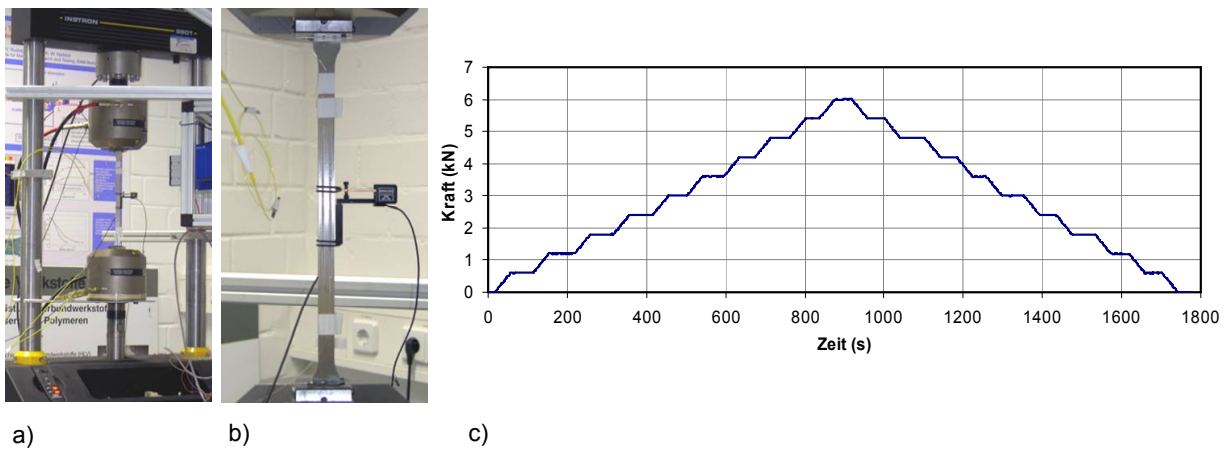


Bild 4.8: a) Prüfeinrichtung, b) eingebaute Zugprobe, c) typischer Belastungs-Zeit-Verlauf.

Die Belastung wurde mit einer Materialprüfeinrichtung der Fa. Instron (Modell 8801) aufgebracht (Bild 4.8 a). Es wurde eine Maximallast von  $F = 6 \text{ kN}$  gewählt, die kraftgesteuert in insgesamt zehn Laststufen mit  $\Delta F = 0,6 \text{ kN}$  aufgebracht wurde (Bild 4.8 c), sodass sich mit den Querschnitts- und Materialkennwerten des Sensorträgers die rechnerische Verformung bei Maximallast zu  $\varepsilon_T = 1027,4 \mu\text{m/m}$  ergab. Vor jeder Messung wurden drei Vorbelastungszyklen bis zur Maximallast ohne Zwischenstufen aufgebracht. Anschließend folgten die Messzyklen. In Bild 4.8 b) ist eine eingespannte Zugprobe mit zwei installierten FBG-Sensoren dargestellt. Für jede Zugprobe wurden mindestens drei Be- und Entlastungszyklen je Messreihe aufgebracht und eine solche Messreihe mindestens einmal zu einem späteren Zeitpunkt wiederholt. Die Versuche wurden im klimatisierten Raum bei konstanter Raumtemperatur durchgeführt.



#### 4.3.2 Auswahl des Klebstoffs

Zunächst mussten Klebstoffe ausgewählt werden, die Verformungen vom Stahlträger auf den Sensor möglichst verlustarm übertragen. Die Klebstoffeigenschaften sollten möglichst optimal an die zu verbindenden Materialien (Stahl und Glas) angepasst werden. Wie im Kap. 4.2 gezeigt, ist der E-Modul ein entscheidender Auswahlparameter für den Klebstoff. Dieser sollte möglichst groß sein, lässt sich jedoch nicht an beide Materialien (Tabelle 4.1) gleichermaßen anpassen, sodass ein Kompromiss gefunden werden muss. Im Bereich elastischer Verformungen des Sensorträgers sollte der Klebstoff ebenfalls elastisches Verhalten zeigen und bezüglich der Wärmeausdehnung angepasst sein. Der mit der Erhärtung des Klebstoffs verbundene Volumenverlust (Schrumpfen) sollte gering sein, um unerwünschte Vorspannungen zu vermeiden.

Neben diesen zu optimierenden physikalischen Eigenschaften ist auch die chemische Basis des Klebstoffs für die Haftung und die Handhabung bei der Installation (z. B. die Art und Dauer der Erhärtung) von Bedeutung. Wenige Minuten Erhärtungsdauer sind ideal, sodass der Sensor ohne Zeitdruck präzise positioniert werden kann und nach nur kurzer Zeit ein fester Verbund gegeben ist. Die Erhärtung durch UV-Bestrahlung oder Wärme als Alternative zur Erhärtung bei Raumtemperatur ist definierter, besser reproduzierbar aber aufwendiger.

Die Recherche ergab, dass bezüglich der mechanischen und thermischen Eigenschaften der Klebstoffe nicht in jedem Fall die erforderlichen Daten (E-Modul, Zugfestigkeit, Bruchdehnung und Dehnung im elastischen Bereich) vorliegen, oder oft zu große Bandbreiten seitens der Hersteller angegeben werden. Dieser Sachverhalt wird auch von anderen Autoren bemerkt und ist für sensorische Anwendungen wenig zufrieden stellend. TRUTZEL (2001) berichtet u. a. über Messungen zum Haftverbund von optischen Fasern mit verschiedenen Klebstoffen. Die Ergebnisse zeigen große Streuungen sowohl in Abhängigkeit des Klebstoffs als auch bei Wiederholungsversuchen mit gleichen Klebstoffen. Daraus folgt, dass nicht nur die Klebstoffeigenschaften, sondern auch die Art und Weise der Klebung für reproduzierbare Messungen entscheidend sind. Die in der Literatur gegebenen Erfahrungswerte konnten deshalb nicht genutzt werden.

In die Entscheidung für die in dieser Arbeit untersuchten Klebstoffe flossen deshalb zusätzlich zu Herstellerangaben eingeholte Empfehlungen des Fraunhofer Instituts für Fertigungstechnik und Angewandte Materialforschung (IFAM) Bremen ein, das über einen großen Erfahrungsschatz im Bereich der Klebetechnik verfügt ([WWW.IFAM.FRAUNHOFER.DE](http://WWW.IFAM.FRAUNHOFER.DE)). Diese Empfehlungen sowie eigene Recherchen führten zur Auswahl der in Tabelle 4.2 aufgeführten Klebstoffe.

Tabelle 4.2: Verwendete Klebstoffe und wesentliche Merkmale.

lfd. Nr.	Hersteller / Klebstoff	chemische Basis (Anz. der Komponenten)	Erhärtung	Schrumpfung (%)	E-Modul (N/mm <sup>2</sup> )
1	Dymax / OP-4-20703	Urethan-Acrylat (1)	UV-Bestrahlung	0,2	8.300
2	Loctite / Metal Set S2	Epoxydharz, metallhaltig (2)	kalthärtend	0,1	6.000
3	Panacol-Elosol / Vitralit 1517	Epoxydharz, quarzhaltig (1)	thermisch und UV-Bestrahlung	1,4	k. A. (ca. 3.000)

Der Klebstoff OP-4-20703 wird für die Materialien Glas, Metall und Keramik empfohlen, weist ein geringes Schrumpfungsverhalten während der Erhärtung und einen vergleichsweise hohen E-Modul auf. Eine freie Zugänglichkeit der Klebestelle vorausgesetzt, können bei jeder Klebung durch die Erhärtungsart bei UV-Bestrahlung vergleichbare Bedingungen erreicht werden.

Der Klebstoff Vitralit 1517 wurde ausgewählt, da dieser auf die in der Faseroptik verwendeten Materialien (Epoxydharz mit 46 % Quarzanteil) abgestimmt ist und ein geringes Schrumpfungsverhalten aufweist. Mechanische Eigenschaften konnten nicht in Erfahrung gebracht werden. Der E-Modul wird aufgrund der Basiskomponente abgeschätzt ( $E \approx 3.000 \text{ N/mm}^2$ ).

Ein für Stahl angepasster Klebstoff ist der metallhaltige Metal Set S2. Im Gegensatz zu den Klebstoffen 1 und 3 (Tabelle 4.2) erhärtet dieser bei Raumtemperatur, was die Handhabung erleichtert. Der Klebstoff weist ein sehr geringes Schrumpfungsverhalten und nach den Berechnungsergebnissen (Kap. 4.2.2) einen noch ausreichenden E-Modul auf. Die zwei Komponenten erfordern erhöhte Sorgfalt bei der Einhaltung des empfohlenen Mischungsverhältnisses.

#### **4.3.3 Installation der Sensoren**

Beide in Kap. 3.3 beschriebenen Sensortypen (FBG- und EFPI-Sensoren) wurden bei den Messungen mit jeweils verschiedener Zielsetzung verwendet. FBG-Sensoren wurden bereits vielfach in Forschung und Industrie für statische und quasi-statische Beanspruchungsanalysen eingesetzt und erfassen die Dehnung als Absolutwert (Kap. 3.3.1). Deshalb wurden diese Sensoren im Rahmen der Arbeit speziell mit dem Ziel verwendet, den Klebstoff zu bestimmen, mit dem die größte Dehnungsübertragung und Reproduzierbarkeit erreicht wird.

Auf Basis dieser Ergebnisse wurden die Klebstoffe ausgewählt, mit denen die Untersuchungen zu den EFPI-Sensoren durchgeführt wurden. In dieser Versuchsreihe sollte ermittelt werden, ob die Dehnungsübertragung trotz des unterschiedlichen Aufbaus für beide Sensortypen (Bild 3.3 und Bild 3.6) vergleichbar ist. Zusätzlich wurde der Einfluss der Gesamtschichtdicke des Klebstoffs mit den EFPI-Sensoren untersucht.

Die Dehnungen der faseroptischen Sensoren wurden mit denen einer DMS-Vollbrücke verglichen. Diese wurde aus zwei Halbbrücken-DMS (Typ: HBM 1-XY11-3/350,  $k = 2,00 \pm 1 \%$ ) verschaltet und auf einer Seite in der Mitte der Zugproben installiert.

Auf der Rückseite des Sensorträgers wurden 2 FBG-Sensoren nebeneinander mit gleichem Klebstoff in gleicher Weise geklebt. Je Klebstoff wurde eine Zugprobe verwendet. Die insgesamt sechs FBG-Sensoren hatten eine Reflektivität von ca. 90 %, einen Gagefaktor nach Herstellerangaben von 0,78 ( $(1-p_e)$ , Gl. 3.6) und wiesen nach der Klebung Bragg-Wellenlängen zwischen 1527 nm und 1560 nm im unbelasteten Zustand der Zugproben bei Raumtemperatur auf. Als Lichtwellenleiter diente eine Standard-Singlodefaser nach Bild 3.2 mit Acrylat-Coating. Das Coating wurde vor der Klebung chemisch mit Dichlormethan ( $\text{CH}_2\text{Cl}_2$ ) in dem vom Hersteller markierten Sensorbereich (ca. 4-5 cm) vom Mantelglas entfernt. Dadurch konnten Coating-bedingte Messunsicherheiten und Dehnungsübertragungsverluste vermieden werden. Die Klebung wurde über den gesamten entcoateten Bereich und darüber hinaus in Faserrichtung aufgebracht, sodass sich im Vergleich zur Sensorlänge eine sehr große Klebelänge (mehrere Zentimeter) ergab. Der Einfluss der Klebelänge auf die Dehnungsübertragung wurde dadurch bewusst minimiert (Kap. 4.2.2). Als Klebstoffschichtbreite wurden 2,5 mm gewählt, damit eine möglichst schlanke und einfach zu handhabende Geometrie der Klebung entsteht. Die Gesamtdicke der Klebstoffschicht wurde in Anlehnung an die Randbedingungen und Ergebnisse der Berechnung nach Kap. 4.2 durch Einschalung mit entsprechend dimensioniertem Kunststoffklebeband so eingestellt, dass die FBG-Sensoren mit deren halben Umfangslänge im Klebstoff einbetten. Die geringfügig manuell vorgespannten Sensorfasern wurden während des Klebevorgangs auf der Oberfläche des Sensorträgers fixiert und mit Klebstoff umgeben. Dadurch wurde eine geringe Klebstoffschichtdicke unterhalb der Sensoren erreicht.

Zur Datenerfassung wurde ein Messgerät und Software der Firma Micron Optics, Inc., USA, verwendet. Die Dehnungen ergeben sich aus der Verschiebung der gemessenen Bragg-Wellenlänge mit der in Kap. 3.3.1 angegebenen Gl. (3.10).

Im Anschluss an die Messungen mit FBG-Sensoren wurden vier EFPI-Sensoren mit den ausgewählten Klebstoffen auf der entsprechenden Zugprobe nahe der DMS-Vollbrücke installiert.

Die Klebstoffschichtdicke wurde variiert. Die in Bild 4.9 a) dargestellte minimale Schichtdicke scheint anhand der Erfahrungswerte aus der Literatur (TRUTZEL, 2001) eine optimale Variante zu sein. Im Hinblick auf die bei der späteren Anwendung auftretenden hohen Rammenergie bei dynamischer Belastung von Pfählen nach dem High-Strain-Verfahren (Kap. 2.5) können für diese Variante Abplatzung der Sensoren von der Oberfläche jedoch nicht ausgeschlossen werden. Darüber hinaus ist eine reproduzierbare Applizierung aufgrund der sehr geringen Abmessungen der Klebstoffschicht sehr aufwendig. Aus beiden Gründen wurde diese Variante bei den praktischen Untersuchungen nicht realisiert.

Wie im Berechnungsmodell angenommen, wurden die Sensoren mit halber Umfangslänge im Klebstoff eingebettet (ca. 100  $\mu\text{m}$  Schichtdicke, Bild 4.9 b). Darüber hinaus wurde das Dehnungsverhalten der Sensoren bei vollständiger Einbettung im Klebstoff untersucht. Die Schichtdicke betrug bei dieser Variation mindestens dem Sensordurchmesser ( $\geq 210 \mu\text{m}$ , Bild 4.9 c).

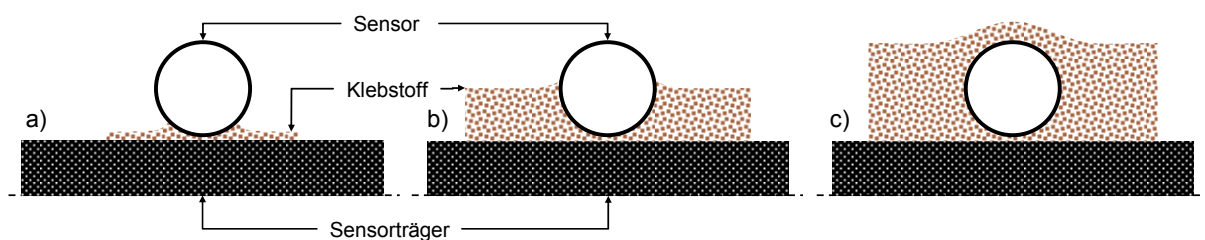


Bild 4.9: Möglichkeiten der Oberflächenapplizierung durch Variation der Klebstoffschichtdicke:  
a) minimale Schichtdicke, b) Sensor halb eingebettet c) Sensor vollständig eingebettet.

Die Variation der halben Einbettung entspricht nahezu den geometrischen Verhältnissen der Applizierung der FBG-Sensoren, sodass vergleichbare Ergebnisse erwartet wurden. Durch die vollständige Einbettung entsteht dagegen eine größere Haftungsfläche des Sensors. Es wird vermutet, dass dadurch ein besserer Schutz gegen Abplatzungen erreicht werden kann. Inwieweit sich diese Variante auf die Dehnungsübertragung auswirkt, wird anhand der Ergebnisse in Kap. 4.3.5 diskutiert.

Beide Variationen wurden mit dem gleichen Klebstoff für je zwei EFPI-Sensoren nebeneinander auf einer Zugprobe realisiert. Die Klebstoffschichtdicke  $h_K$  unterhalb des Sensors wurde analog zur Installation der FBG-Sensoren gering gehalten. Durch die konstruktive Gestaltung der Sensoren mit einer Länge der Kapillare von 15 mm und einer Messbasis innerhalb der Kapillare von ca. 10 mm (Bild 3.6) wurde eine Übertragungslänge von ca. 2 mm bis 2,5 mm je Sensorseite (Bereich der nichtlinearen Dehnungsübertragung) realisiert. Im Vergleich zu den Ergebnissen der analytischen Berechnung werden bei den Messungen höhere Übertragungsfaktoren erwartet. Die Klebelänge wurde zusätzlich über die Kapillare hinaus mit  $\geq 20 \text{ mm}$  ausgeführt, damit Spannungs- und Dehnungsgradienten im Klebstoff bereits an den Stirnseiten der Kapillaren nahezu abgeklungen sind.

Die Messfasern bestanden aus Standard-Singlodefaser (SMF 28) nach Bild 3.2. Zur Datenerfassung kam ein von der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) entwickeltes Mehrkanalmessgerät für EFPI-Sensoren zum Einsatz. Die Wellenlänge der verwendeten Laserstrahlung betrug 1310 nm.

Zusätzlich zu faseroptischen Sensoren und DMS wurde ein Wegaufnehmer mit einer Messlänge von 100 mm an der Zugprobe installiert (Bild 4.8 b). Die aufgebrachte Kraft der Prüfeinrichtung wurde parallel zu den Sensorwerten (Wegaufnehmer, DMS und EFPI-Sensoren) mit Hilfe einer in TestPoint programmierten Softwareanwendung erfasst und visualisiert.

#### **4.3.4 Ergebnisse und Interpretation der Messungen mit FBG-Sensoren**

Im Folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse der Zugversuche für die FBG-Sensoren je Klebstoff zusammengefasst (Bild 4.10: OP-4-20703, Bild 4.11: Metal Set S2, Bild 4.12: Vitralit 1517), den Messwerten der DMS gegenübergestellt und bewertet. Die Streuung der DMS-Werte beträgt bezogen auf die berechnete Dehnung  $< 1 \%$ , liegt damit im Bereich der durch den k-Faktor begründeten Messunsicherheit und kann als Vergleichsdehnung herangezogen werden. Der zusätzlich verwendete Wegaufnehmer (Bild 4.8 b) lieferte keine reproduzierbaren Werte und wird deshalb nicht als zusätzlicher Vergleichssensor verwendet.

In den Diagrammen a) sind je FBG-Sensor und DMS die Mittelwerte aus allen Versuchen über der Belastung aufgetragen. Anhand dieser Darstellung wird deutlich, dass die FBG-Sensoren für alle drei Klebstoffe näherungsweise lineare Kennlinien im erwarteten Bereich zeigen. Die getroffene Klebstoffauswahl wird damit zunächst bestätigt.

Es ist weiterhin zu erkennen, dass sich eine geringe Hysterese zwischen Be- und Entlastung einstellt, die sowohl bei den FBG-Sensoren als auch bei den DMS in vergleichbarer Größenordnung auftritt. Diese kann durch verschiedene Einflüsse verursacht sein, wie z. B. Materialinhomogenitäten, elastische Nachwirkung der Materialien (Kriechen) sowie Reibung und Spiel zwischen mechanischen Übertragungselementen der Prüfeinrichtung. Eine zuverlässige Bewertung der Messungen lässt sich i. d. R. nur mit Kenntnis der Messunsicherheit erreichen. Diese ist jedoch aufgrund der erwähnten und schwierig zu bestimmenden Einflussgrößen nur abschätzbar. Für eine genauere Bestimmung der Messunsicherheit werden zunehmend Simulationsverfahren eingesetzt, die eine Modellierung des gesamten Messprozesses unter Einbeziehung aller einwirkenden Einflussgrößen erfordern. Detaillierte Beschreibungen zur Bestimmung der Messunsicherheit können DIN 1319-3:1996 DIN 1319-4:1999 entnommen werden. Für die Auswertungen der durchgeführten Messungen werden diese schwer bestimmbaren Einflüsse als systematische Fehler vernachlässigt, da angenommen wird, dass diese bei Wiederholungsmessungen in vergleichbarer und reproduzierbarer Größenordnung auf alle Sensoren wirken.

In den Diagrammen b) ist die Dehnung der FBG-Sensoren über der DMS-Dehnung, normiert auf den jeweiligen Maximalwert, aufgetragen. In dieser Darstellung sind Einflüsse, die durch die Prüfeinrichtung und das Material des Sensorträgers verursacht werden, nicht enthalten, da diese auf beide Sensortypen einwirken. Die Unterschiede zwischen Bild 4.10 b), Bild 4.11 b) und Bild 4.12 b) sind deshalb direkt auf den Klebstoff und die manuelle Installation zurückzuführen. Es zeigen sich nur sehr geringe Unterschiede zwischen Be- und Entlastung. Linearitätsfehler und Hysterese sind vernachlässigbar klein. Eine Bewertung der Klebstoffe untereinander kann deshalb mit diesen Parametern allein nicht erfolgen.

Die Bewertung der Klebstoffe wird anhand der in Tabelle 4.3 gegebenen Auswertungen getroffen. Für jeden Klebstoff sind die maximale Sensordehnung einer Einzelmessung für die größte Laststufe sowie der zugehörige Dehnungsübertragungsfaktor  $\varepsilon_S/\varepsilon_T$  angegeben. Diese Werte zeigen die Güte der Installation in Abhängigkeit des Klebstoffs. Die Unterschiede der Maximalwerte sind jedoch bei Abweichungen von der vorgegebenen Dehnung von weniger als 0,5 % auch sehr gering. Dies bestätigt die in Kap. 3.3.1 getroffene Einschätzung, dass bei sorgfältiger Installation und kurzzeitiger Beanspruchung die FBG-Sensoren nahezu kalibrierungsfrei sind.

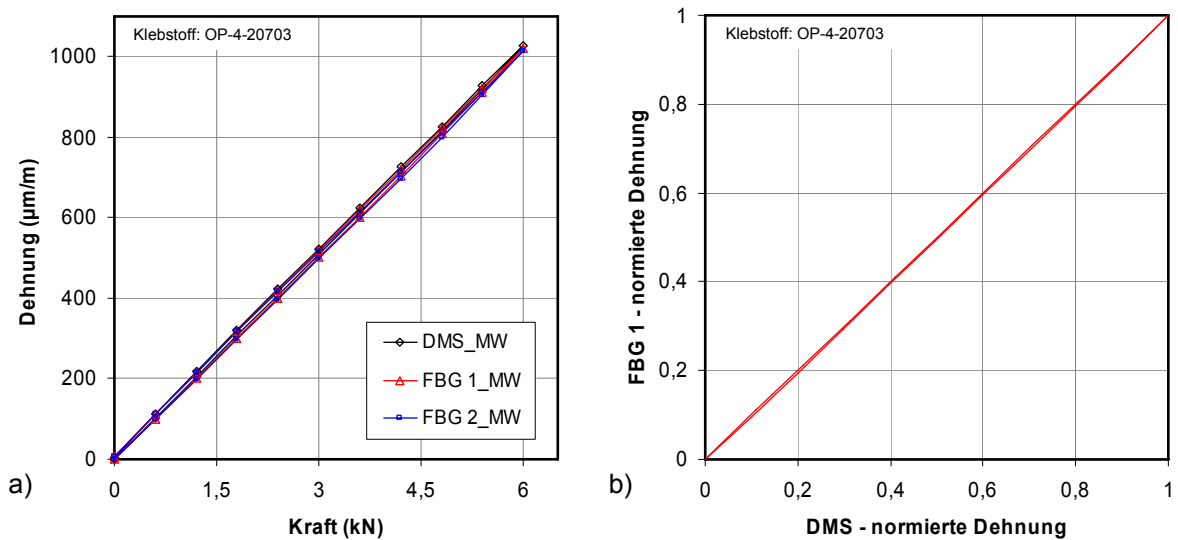


Bild 4.10: Ergebnisse der Dehnungsübertragung auf FBG-Sensoren für Klebstoff OP-4-20703: a) Mittelwerte aller Messungen je FBG, b) normierte Dehnungen des FBG 1 über DMS.

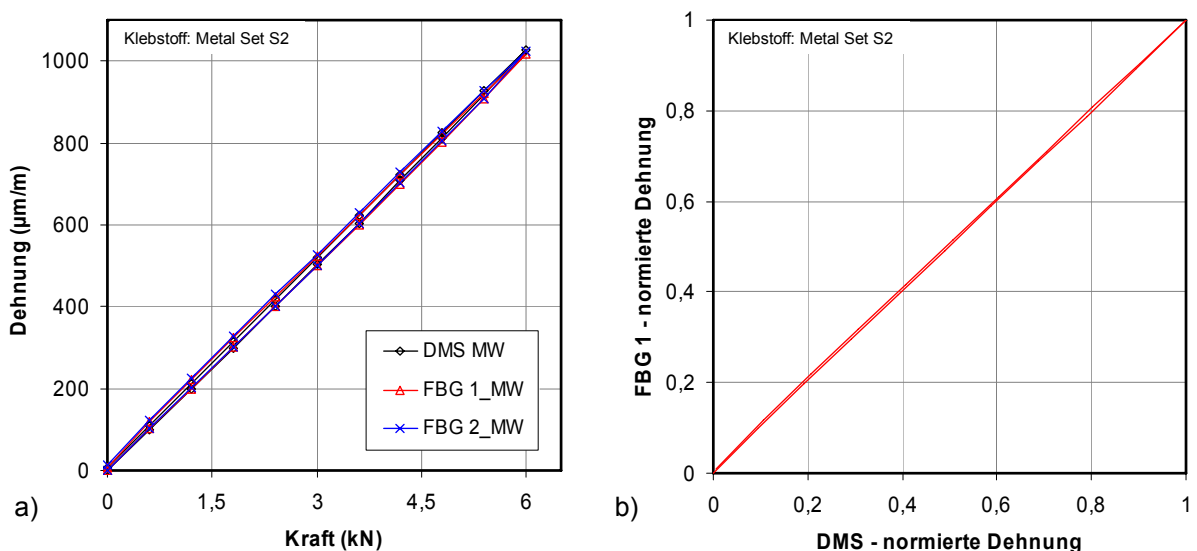


Bild 4.11: Ergebnisse der Dehnungsübertragung auf FBG-Sensoren für Klebstoff Metal Set S2: a) Mittelwerte aller Messungen je FBG, b) normierte Dehnungen des FBG 1 über DMS.

Erst die statistische Auswertung aller Messungen verdeutlicht die Unterschiede zwischen den Klebstoffen. Die größte Dehnungsübertragung wird durch den Klebstoff OP-4-20703 mit einem mittleren Übertragungsfaktor von 0,993 erreicht. Mit den beiden anderen Klebstoffen wurden um 0,5 % (Metal SET S2) und 0,6 % (Vitalit 1517) geringere Dehnungen übertragen.

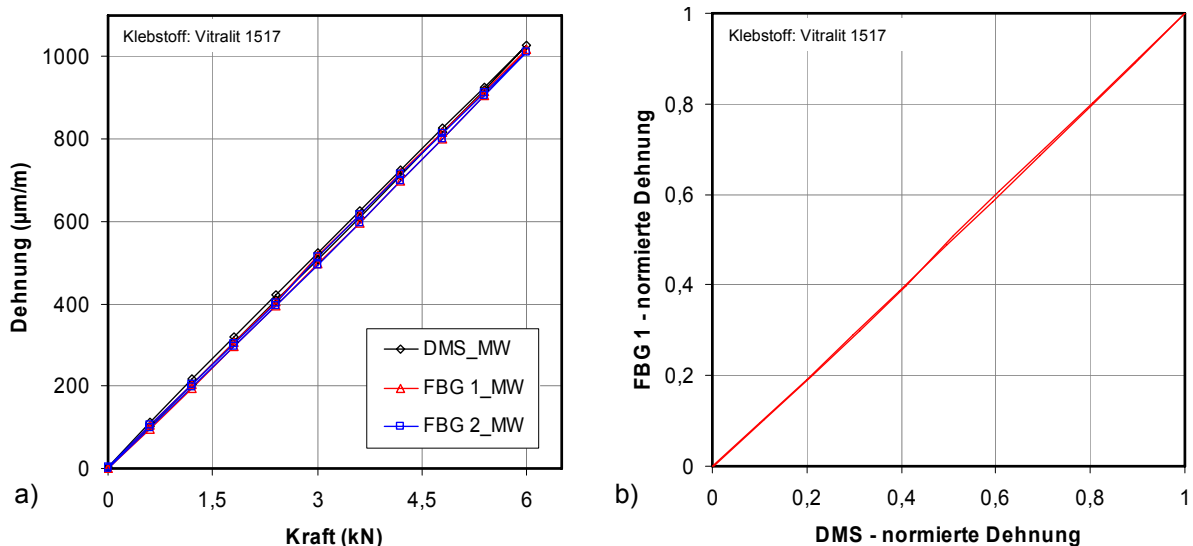


Bild 4.12: Ergebnisse der Dehnungsübertragung auf FBG-Sensoren für Klebstoff Vitralit 1517:  
 a) Mittelwerte aller Messungen je FBG, b) normierte Dehnungen FBG 1 über DMS.

Tabelle 4.3: Dehnungsübertragung unterschiedlicher Klebstoffe auf die FBG-Sensoren.

Klebstoff	max. Sensordehnung $\varepsilon_S$ (µm/m) *	max. Übertragungsfaktor $\varepsilon_S/\varepsilon_T$ (-) *	mittlerer Übertragungsfaktor (-) **	Standardabweichung (µm/m) **	Variationskoeffizient (%) **
OP-4-20703	1.027,04	0,999	0,993	5,01	0,49
Metal Set S2	1.025,79	0,998	0,988	7,65	0,75
Vitralit 1517	1.023,95	0,996	0,987	11,37	1,12

\* Ergebnisse einer Einzelmessung, \*\* Mittelwerte aller Messungen für alle FBG-Sensoren je Klebstoff

Die Streuungen der Dehnungen über alle Messungen sind in Form der Standardabweichung und dem zugehörigen Variationskoeffizienten (relative Standardabweichung) angegeben und können als Messunsicherheit bezüglich Installation und Klebstoffeigenschaften angenommen werden. Der Klebstoff OP-4-20703 zeigt die besten Eigenschaften, wobei auch der Metal Set S2 Streuungen von deutlich < 1 % aufweist. Lediglich der Vitralit 1517 weist mit 1,12 % größere Streuungen auf und wird deshalb nicht für weitere Untersuchungen verwendet.

Aus Tabelle 4.3 wird deutlich, dass die Klebstoffe OP-4-20703 und Metal Set S2 die Dehnungen nur mit geringen Verlusten übertragen. Bei Wiederholungsmessungen konnte eine sehr gute Reproduzierbarkeit festgestellt werden. Die Auswertung der mittleren Nullpunktabweichungen nach Entlastung zeigt, dass der Klebstoff Metal Set S2 mit im Mittel 7,4 µm/m ein besseres Verhalten als der Klebstoff OP-4-20703 mit 9,6 µm/m aufweist. Beide Klebstoffe können nach diesen Untersuchungen für die Oberflächenapplizierung faseroptischer Sensoren empfohlen werden. Deshalb werden diese für die weiteren Untersuchungen zur Dehnungsübertragung mit EFPI-Sensoren verwendet.

#### 4.3.5 Ergebnisse und Interpretation der Messungen mit EFPI-Sensoren

Für die Untersuchungen mit EFPI-Sensoren wurden die mit den FBG-Sensoren instrumentierten Zugproben verwendet. Die Messungen sind in gleicher Weise wie die der FBG-Sensoren ausgewertet und dargestellt. Bild 4.13 zeigt die Ergebnisse für den Klebstoff OP-4-20703, Bild 4.14 für den Klebstoff Metal Set S2. Auf der jeweils linken Seite (Diagramme a)) ist der Mittelwert der Dehnungen der DMS und der EFPI-Sensoren bei variierter Einbettung in den Klebstoff über der Belastung aufgetragen. Die Diagramme b) zeigen die auf den jeweiligen Maximalwert normierten Dehnungen der EFPI-Sensoren über denen der DMS.

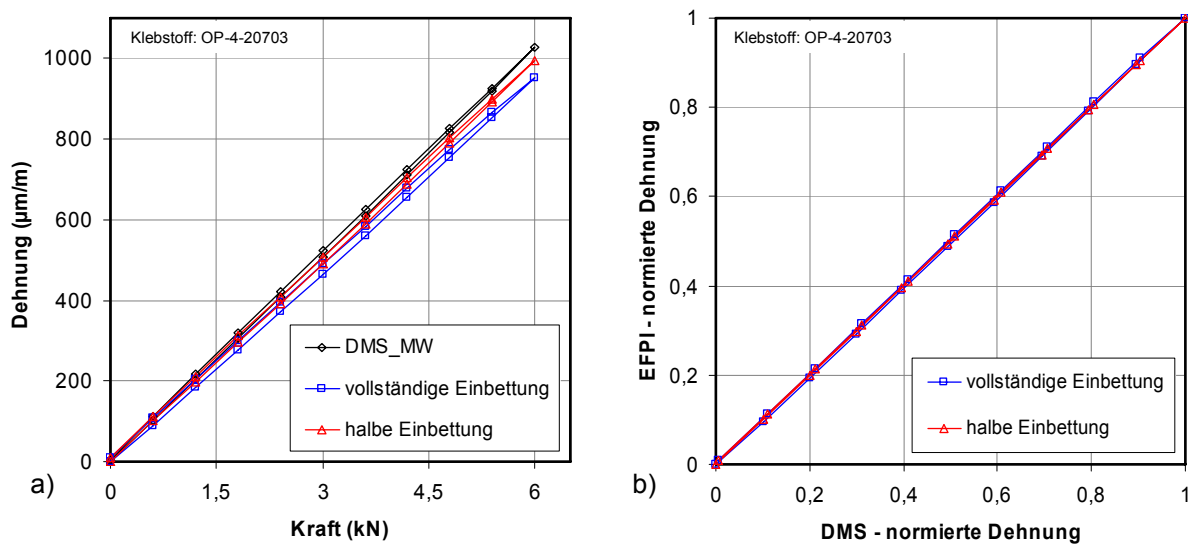


Bild 4.13: Ergebnisse der Dehnungsübertragung auf EFPI-Sensoren für Klebstoff OP-4-20703: a) Mittelwerte aller Messungen je EFPI, b) normierte Dehnungen EFPI über DMS.

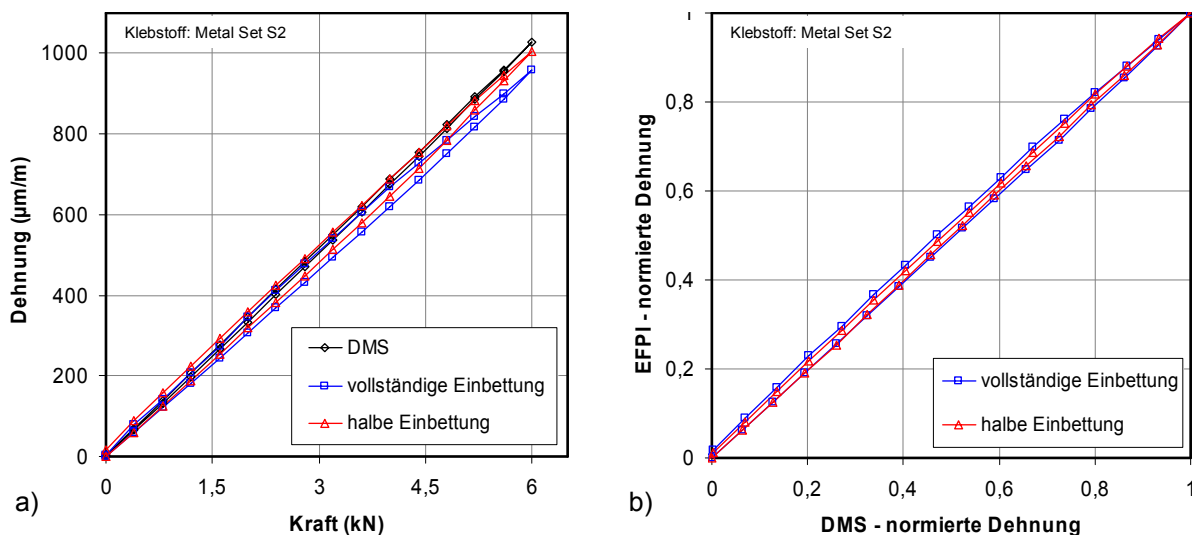


Bild 4.14: Ergebnisse der Dehnungsübertragung auf EFPI-Sensoren für Klebstoff Metal Set S2: a) Mittelwerte aller Messungen je EFPI, b) normierte Dehnungen EFPI über DMS.

Im Vergleich zu den Ergebnissen der FBG-Sensoren nach Bild 4.10 bis Bild 4.12, die bei der größten Laststufe und der maximal erreichten Dehnung um weniger als 0,5 % von den DMS-Werten abweichen, wurden für die auf die gleiche Weise installierten EFPI-Sensoren (halbe Einbettung) ähnlich hohe Übertragungsfaktoren erwartet. Bild 4.13 a) und Bild 4.14 a) zeigen,

dass die Ergebnisse für diese Variation der Klebung unabhängig vom verwendeten Klebstoff nahe den Werten der Vergleichsdehnung liegen. Die festgestellten Abweichungen sind geringfügig größer als die der FBG-Sensoren. Der mit den EFPI-Sensoren ermittelte maximale Dehnungsübertragungsfaktor beträgt 0,985 für den Klebstoff Metal Set S2 und 0,978 für den Klebstoff OP-4-20703. Beide Werte wurden bei halber Einbettung des Sensors im Klebstoff ermittelt.

Unter der Annahme gleicher Testbedingungen kann der Unterschied der Ergebnisse der EFPI- und FBG-Sensoren zur Vergleichsdehnung nur auf die jeweilige Klebelänge im Vergleich zur Messlänge zurückgeführt werden. Während für FBG-Sensoren die Haftungslänge im Vergleich zur Gitterlänge sehr groß ausgeführt wurde, steht bei der Klebung des EFPI-Sensors nur die Länge der Glaskapillare mit der realisierten Übertragungslänge von ca. 4 mm zur Verfügung.

Dies wurde bereits durch die Berechnungsergebnisse tendenziell prognostiziert, wonach für eine Länge der Kapillare von 15 mm ein Dehnungsverlust von ca. 5 % erwartet wurde. In Tabelle 4.4 sind die Ergebnisse aller Messungen mit EFPI-Sensoren angegeben. Für den Klebstoff Metal Set S2 konnte ein mittlerer Übertragungsfaktor von 0,978 (2,2 % Dehnungsverlust), für den Klebstoff OP-4-20703 von 0,967 (3,3 % Dehnungsverlust) ermittelt werden. Damit wird die berechnete Prognose deutlich unterschritten. Grund dafür ist die kleinere Messlänge im Vergleich zur Länge der Kapillare (Haftungslänge) bei den experimentellen Untersuchungen. In der Berechnung waren beide Werte gleich.

Tabelle 4.4: Dehnungsübertragung auf EFPI-Sensoren bei Variation des Klebstoffs und dessen Gesamtschichtdicke.

Klebstoff	Einbettung Sensor	max. Sensordehnung $\varepsilon_S$ ( $\mu\text{m/m}$ ) *	max. Übertragungsfaktor $\varepsilon_S/\varepsilon_T$ (-)*	mittlerer Übertragungsfaktor $\varepsilon_S/\varepsilon_T$ (-)**	Standardabweichung ( $\mu\text{m/m}$ ) **	Variationskoeffizient (%)**
OP-4-20703	halb	1.004,97	0,978	0,967	8,40	0,85
	vollständig	954,50	0,929	0,909	18,83	1,94
Metal Set S2	halb	1.011,57	0,985	0,978	7,96	0,79
	vollständig	974,77	0,949	0,932	30,16	3,15

\* Ergebnisse einer Einzelmessung, \*\* Mittelwerte aller Messungen für alle EFPI-Sensoren je Klebstoff und Klebung

Die Streuungen der Ergebnisse halb eingebetteter EFPI-Sensoren sind mit < 1 % mit denen der FBG-Sensoren vergleichbar. Deutlich größere Streuungen und Abweichungen zeigen die Messungen bei vollständiger Einbettung der Sensoren. Für den Klebstoff Metal Set S2 wurde ein mittlerer Übertragungsfaktor von 0,932 bei einer Streuung von ca. 3 % und für den Klebstoff OP-4-20703 von 0,909 mit einer Streuung von ca. 2 % ermittelt. Die großen Streuungen können damit erklärt werden, dass die Reproduzierbarkeit der Klebung mit größerer Schichtdicke wegen einer nicht exakt einstellbaren Homogenität des Klebstoffs abnimmt. Der Einfluss materialbedingter Inhomogenitäten steigt. Lufteinschlüsse waren (abhängig vom Klebstoff) in größerer Anzahl zu beobachten.

Als Ergebnis dieser Untersuchungen kann für die jeweils erforderliche Applizierungsmethode eine entsprechende Klebstoffauswahl getroffen werden. Im Rahmen dieser Arbeit werden die faseroptischen EFPI-Sensoren aus Gründen, die im Kap. 4.4 erläutert werden, im Innern eines



zylindrischen Stahl-Sensorträgers appliziert. Da für diese Art der Applizierung eine spezielle Konstruktion erforderlich ist und eine Erhärtung des Klebstoffs OP-4-20703 durch UV-Bestrahlung nur mit sehr großem Aufwand möglich wäre, werden die weiteren Untersuchungen mit dem Klebstoff Metal Set S2 durchgeführt. Die Erhärtung bei Raumtemperatur vereinfacht die Handhabung bei der Installation wesentlich. Auch unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten ist dies im Hinblick auf eine eventuelle Serienfertigung der Messwertaufnehmer von Bedeutung.

Im Kap. 3 wurde erwähnt, dass die EFPI-Sensoren zur Untersuchung in Betonpfählen herangezogen werden. Die FBG-Sensoren waren zur Ermittlung von zuverlässigen Dehnungsübertragungsfaktoren wesentlich. Für weitere Untersuchungen werden diese jedoch nicht verwendet.

#### **4.4 Messwertaufnehmer zur Einbettung in den Pfahlbeton**

##### **4.4.1 Anforderungen an den Sensorträger**

Dehnungsaufnehmer zur Integration in Betonpfähle müssen so konstruiert sein, dass die Verformungen des Betons möglichst verlustfrei erfasst und der vom Aufnehmer verursachte Fehler (Rückwirkung auf die Betonstruktur) gleichzeitig minimiert wird. Messungen innerhalb der Betonstruktur sind deshalb seit vielen Jahren Forschungsgegenstand. Bei der Beanspruchungsanalyse von Betonstrukturen, insbesondere bei Dehnungsmessungen im Innern, werden die Verformungen häufig durch Sensorträger auf das sensitive Element übertragen. In der Literatur wurden zahlreiche Arten von Aufnehmern und Untersuchungen zum Einfluss verschiedener Konstruktionsparameter auf Spannungen und Dehnungen beschrieben (z. B. LOH, 1952; FRANZ, 1958; GLÖTZL, 1958; ROHRBACH, 1960; MAGIERA, 1984). Auch für die Einbettung von FBG-Sensoren in Betonstrukturen kamen bereits Sensorträger zum Einsatz (z. B. SLOWIK ET AL., 1999).

Für die Methoden der dynamischen Pfahlprüfung (Kap. 2) existiert derzeit kein Messsystem, das die Erfassung der dabei und zusätzlich der bei statischen Probelastungen auftretenden Verformungen mit einer Vielzahl eingebetteter Aufnehmer ermöglicht. Für die Auswertung geotechnisch relevanter Größen ist darüber hinaus die Messung der Schwinggeschwindigkeit (dynamische Pfahlprüfungen) und der Temperatur (Langzeitmessungen) am gleichen Ort von Interesse. Für diese Anwendungen wurde deshalb ein Messwertaufnehmer unter Verwendung eines Sensorträgers entwickelt und untersucht. Die im Kap. 4.2 und Kap. 4.3 dokumentierten Erkenntnisse zur Applizierung faseroptischer Sensoren auf Metalloberflächen werden angewendet und bilden die Grundlage für zuverlässige Verformungsmessungen. Im Folgenden sind zunächst die Anforderungen an Sensorträger und Gründe für deren Verwendung erläutert.

Ein Vorteil von Sensorträgern besteht darin, den Sensor vor chemischen und unerwünschten mechanischen Einwirkungen zu schützen. Der stärkste chemische Angriff auf eingebettete faseroptische Sensoren tritt während der Erhärtungsphase des Frischbetons durch dessen Alkalität auf. Abhängig von der verwendeten Zementart stellt sich nach Wasserzugabe ein pH-Wert von ca. 12,5 ein. Die Verwendung von Zusatzstoffen oder alkaliarmen Zementarten reduziert zwar diesen Angriff, es sind dennoch, gerade in der Erhärtungsphase, entsprechende Schutzmaßnahmen erforderlich. Weiterhin ist der Schutz vor eindringender Feuchtigkeit für einen ausreichenden Haftverbund wichtig. Störende mechanische Beanspruchungen entstehen z. B. durch Schwankungen der Größe und Festigkeit der Betonzuschlagstoffe sowie durch Reibung und lokale Druckbeanspruchungen an der Sensoroberfläche. HABEL (2000) beschreibt diese Einflüsse auf direkt in Zementleim und Feinmörtel (Größtkorndurchmesser < 1 mm) eingebettete EFPI- und FBG-Sensoren. Er kommt zu dem Schluss, dass ein optimaler Schutz vor

diesen Einwirkungen die Dehnungsübertragung beeinträchtigt und eine optimale Dehnungsübertragung nur bei Vermeidung dehnungsbehindernder Schichten möglich ist. Für die jeweilige Anwendung muss ein Kompromiss gefunden werden. Auf dieser Basis untersuchte HABEL (2000) eine spezielle, hochvernetzte Plasmapolymerschicht, speziell für die direkte Einbettung faseroptischer Sensoren in Mörtel und Zementleim. Bei den Untersuchungen der vorliegenden Arbeit werden die Sensoren in Beton mit weitaus größeren Zuschlägen eingebettet. Dies erfordert einerseits eine große Messlänge (Kap. 4.4.2.2) und andererseits besonderen Schutz vor mechanischer Beschädigung. Beide Anforderungen können durch die Verwendung eines metallischen Sensorträgers erfüllt werden. Zusätzlich wird für die Sensoren ein mehrschichtiges Abdecksystem verwendet (Kap. 4.4.2.4), um den Widerstand gegen eindringende Feuchtigkeit und chemischen Angriff zu erhöhen.

Die Kalibrierbarkeit des Aufnehmers unter definierten Bedingungen ist ein weiterer entscheidender Grund für die Wahl eines Sensorträgers. Die erforderlichen Dehnungsübertragungsfaktoren für die gewählte Konstruktion und Applizierungsmethode sind vor der eigentlichen Anwendung im Labor bestimmbar und bilden eine wichtige Grundlage für daraus abgeleitete Größen. Die Kalibrierung ist dagegen bei direkter Einbettung oder der Applizierung der Sensoren auf der Pfahlbewehrung vor Ort nicht möglich. Daraus folgende Messunsicherheiten können nur grob abgeschätzt oder nicht bestimmt werden.

Darüber hinaus erfordert die Validierung des neuen faseroptischen Aufnehmers ein unabhängiges Messsystem, anhand dessen die Messwerte bewertet werden können. Wie bereits für die quasi-statischen Zugversuche werden hierfür DMS verwendet. Eine Vergleichbarkeit kann aufgrund der Inhomogenität des Betons nur gewährleistet werden, wenn EFPI-Sensoren und DMS am gleichen Ort installiert sind. Der Sensorträger wird deshalb für diese Anforderung konstruktiv entsprechend ausgebildet.

Weiterhin bietet der Sensorträger folgende Vorteile:

- Die Inhomogenität von Beton erfordert eine im Vergleich zur Sensorlänge große Messlänge. Diese lässt sich für die EFPI-Sensoren nur durch konstruktive Maßnahmen erreichen (Kap. 4.4.2.2).
- Ein metallischer Sensorträger gewährleistet eine ausreichende Robustheit. Die Langzeitstabilität der Sensoren kann dadurch maßgeblich erhöht werden. Eine direkte Einbettung unter den rauen Bedingungen der Pfahlherstellung würde mit großer Wahrscheinlichkeit zur Zerstörung der Sensoren führen.
- Die Herstellung der Messwertaufnehmer erfolgt unter definierten Laborbedingungen. Es kann von gleichmäßig guter Qualität ausgegangen werden. Eine mögliche Serienproduktion lässt darüber hinaus geringe Fertigungskosten erwarten.
- Der Einbau von Messwertaufnehmern auf der Baustelle bzw. im Fertigteilwerk verursacht nur minimale Störungen von Prozessabläufen durch einfache und schnelle Montage im Vergleich zur direkten Einbettung oder zur Applizierung vor Ort z. B. auf der Bewehrung.

Ein negativer Aspekt ist jedoch die nicht vermeidbare Rückwirkung auf die Betonstruktur. Der vielfach in der Literatur (HABEL ET AL. 1999) erwähnte Vorteil der Rückwirkungsfreiheit faseroptischer Sensoren wird bei Verwendung von Sensorträgern zumindest eingeschränkt. Aufgrund der erwähnten Vorteile wird dieser Kompromiss eingegangen. Die Rückwirkung auf die Betonstruktur wird durch die im Kap. 4.4.2.3 beschriebene konstruktive Gestaltung des Messwertaufnehmers möglichst gering gehalten und experimentell untersucht (Kap. 4.4.4.2).

Die folgenden Betrachtungen werden zunächst für Untersuchungen im Modellmaßstab durchgeführt. Die Randbedingungen zur Dimensionierung des Aufnehmers orientieren sich an der in Kap. 5 beschriebenen Geometrie der Modellpfähle. Die Übertragbarkeit auf in-situ Verhältnisse wird in Kap. 6 diskutiert.

#### **4.4.2 Konstruktive und messtechnische Gestaltung**

##### **4.4.2.1 Material und Messbereich**

Der Messwertaufnehmer wird so konstruiert, dass nur Verformungen in dessen Längsrichtung erfasst werden, da bei den Pfahlprüfmethoden für axial belastete Pfähle (Kap. 2) ausschließlich Verformungen in Pfahllängsachse betrachtet werden. Mehraxiale Verformungen bleiben in diesem Forschungsstadium unberücksichtigt. Aufbauend auf den Erkenntnissen dieser Arbeit sollte deren Erfassung jedoch in zukünftigen Entwicklungsschritten ermöglicht werden.

Das Grundelement des Sensorträgers ist ein Hohlzylinder, auf dessen inneren und äußeren Oberflächen die Sensoren appliziert werden. Die Übertragung der Betondehnung erfolgt über Flansche. Der erforderliche Messbereich, in dem linear-elastisches Materialverhalten des Sensorträgers Voraussetzung ist, wird durch die auftretenden Betondehnungen definiert, die von der Belastung (Größe, Dauer und Geschwindigkeit), den Eigenschaften der Zuschlagstoffe und Bindemittel sowie der Dämpfung des Pfahlmaterials und des umgebenden Bodens abhängig sind. Für Pfahlbeton mit Festigkeitsklassen von C20/25 bis C50/60 liegen die Verformungen bei der höchsten Druckspannung im Bereich von  $-2.100 \mu\text{m/m}$  bis  $-2.600 \mu\text{m/m}$  (DIN 1045-1:2008). Nach HOFFMANN (1987) können bei statischer Belastung Stauchungen bis ca.  $-1.500 \mu\text{m/m}$  und Dehnungen bis ca.  $150 \mu\text{m/m}$  auftreten, wobei ab ca.  $-1.000 \mu\text{m/m}$  Stauchung mit der Zerstörung des Betons durch beginnende Rissbildung zu rechnen ist. Bei dynamischer Stoßbeanspruchung können die erreichbaren Verformungswerte größer sein (ROHRBACH, 1960). Für die Dehnungsmessung in Betonpfählen geben KATZENBACH ET AL. (1998) den Bereich  $-600 \mu\text{m/m}$  bis  $300 \mu\text{m/m}$  an, in dem Aufnehmer linear arbeiten sollten.

Zusätzlich zu den Verformungen durch kurzzeitige Belastung, die für die Untersuchungen dieser Arbeit maßgeblich sind, treten bei Langzeitbelastungen Verformungen durch Kriechen und unabhängig von der Belastung durch Veränderungen des Feuchtigkeitsgehalts (z. B. Schwinden) auf. Diese Verformungsanteile können im Bereich von Belastungsverformungen liegen und müssen bei Langzeitmessungen für die Definition des Messbereichs berücksichtigt werden.

Durch das Low-Strain-Verfahren entstehen nur sehr geringe Verformungen. Durch die statische und dynamische Probelastung treten Werte auf, die durchaus im Bereich der Verformungen bei höchster Betondruckspannung liegen können. Im Rahmen dieser Arbeit wurde eine Methode zur Adaption der hochauflösenden EFPI-Sensoren entwickelt, sodass der Aufnehmer den Verformungsbereich für alle drei Verfahren erfassen kann. Für die Untersuchungen an kleinmaßstäblichen Modellpfählen wird zunächst ein Messbereich von  $\pm 1.000 \mu\text{m/m}$  als ausreichend angenommen.

Es wird ein korrosionsbeständiger austenitischer Stahl (Werkstoffnummer 1.4301) verwendet, dessen Streckgrenze laut Herstellerangabe mindestens  $R_{p0,2} \geq 190 \text{ N/mm}^2$  beträgt, jedoch typische Werte von ca.  $360 \text{ N/mm}^2$  aufweist. Mit einer entsprechend dimensionierten Querschnittsfläche und dem statischen E-Modul von  $200.000 \text{ N/mm}^2$  ist die Forderung des linear-elastischen Verhaltens im gewählten Messbereich erfüllt. Die Wärmeausdehnungskoeffizienten von Beton ( $8 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  bis  $12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ ) und Stahl ( $12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  bis  $16 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ ) differieren nur geringfügig.

Temperaturbedingte Verformungen spielen deshalb nur eine untergeordnete Rolle. Das Material ist darüber hinaus gut verarbeitbar und schweißbar, sodass bei Serienfertigung aus wirtschaftlicher Sicht die Anforderung nach einem low-cost Aufnehmer erfüllt werden kann.

#### 4.4.2.2 Messlänge

Innerhalb der Betonstruktur entstehen bei äußerer Belastung aufgrund unterschiedlicher Eigenschaften (E-Modul, Querdehnzahl) der Betonzuschlagstoffe ungleichförmige Spannungs- und Dehnungsverteilungen. Einzelne Messergebnisse können deshalb stark streuen. Nach MÜLLER (1964) können die maximalen Dehnungen ein Vielfaches der minimalen betragen. Die Dehnungsermittlung an oder im Beton ist aufgrund des nichtlinearen Spannungs-Dehnungsverhaltens sowie schwer reproduzierbarer Dehnungskomponenten durch Temperatur- und Feuchtigkeitsänderungen, Hysterese und Kriechen generell schwieriger, als an vergleichsweise homogenen Werkstoffen (MAGIERA, 1984). Dabei spielt es keine Rolle, ob die Verformung direkt von der Betonmatrix oder durch einen Sensorträger übertragen wird. Zur Beanspruchungsanalyse von Bauteilen aus Beton wird deshalb häufig die direkte Messung von Spannungen bevorzugt. Aufgrund der Messprinzipien derartiger Aufnehmer ist dies jedoch nur für quasi-statische Beanspruchungen möglich. Spannungsaufnehmer haben im Vergleich zu Beton eine größere Steifigkeit und im Vergleich zum Korndurchmesser eine geringe Höhe bei gleichzeitig großer Fläche. GLÖTZL (1958) und PRAGER (1974) stellen Ergebnisse umfangreicher Untersuchungen zur direkten Spannungsmessung vor. Dehnungsaufnehmer müssen dagegen schlank sein. Es bedarf einer genügend großen Messlänge, um repräsentative Betondehnungen zu messen. Über diese Länge, die ein Mehrfaches des Durchmessers  $d_{\text{Korn}}$  der größten Betonzuschlagstoffe sein sollte, wird ein Mittelwert der verschiedenen Dehnungsanteile im Beton erfasst. In der Literatur sind folgende Richtwerte für die minimale Messlänge  $l_{\text{M,min}}$  zu finden:

- $l_{\text{M,min}} \geq 2 \cdot d_{\text{Korn}}$  bis  $3 \cdot d_{\text{Korn}}$  (LOH, 1952),
- $l_{\text{M,min}} \geq 3 \cdot d_{\text{Korn}}$  (KEIL, 1995 und PLÄßMANN, 2002),
- $l_{\text{M,min}} \geq 4 \cdot d_{\text{Korn}}$  bis  $5 \cdot d_{\text{Korn}}$  (HOFFMANN, 1987),
- $l_{\text{M,min}} \geq 5 \cdot d_{\text{Korn}}$  (NOWACK ET AL., 1983), (4.11)
- $l_{\text{M,min}} \geq 10 \cdot d_{\text{m}}$ . ( $d_{\text{m}}$ : mittlerer Durchmesser größerer Zuschläge, ROHRBACH, 1962).

Auf Basis dieser Erfahrungswerte wird für den Aufnehmer die minimale Messlänge an deren oberen Grenze mit  $l_{\text{M,min}} \geq 5 \cdot d_{\text{Korn}}$  festgelegt.

In Anlehnung an die Untersuchungen an Modellpfählen von PLÄßMANN (2002) wird für den verwendeten Pfahlbeton (Kap. 5) ein maximaler Korndurchmesser der Zuschlagstoffe von 4 mm gewählt. Die minimale Messlänge des Aufnehmers ergibt sich damit zu

$$l_{\text{M,min}} \geq 5 \cdot d_{\text{Korn}} \geq 5 \cdot 4 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm}.$$

Die maximale Messlänge  $l_{\text{M,max}}$  des Aufnehmers wird aus der Anforderung abgeleitet, dynamische Dehnungsvorgänge möglichst verlustfrei erfassen zu können. Entscheidend ist dabei die Grenzwellenlänge  $\lambda_{\text{Grenz}} = c_D / f_{\text{Grenz}} = t_c \cdot c_D$  (kleinste auftretende Wellenlänge, Gl. (2.32), Kap. 2.3.4) der Dehnwelle. Allgemein wird diese Anforderung mit Gl. (4.12) formuliert

$$l_{\text{M,max}} \leq \frac{\lambda_{\text{Grenz}}}{n}, \quad (4.12)$$

sodass sich  $l_{\text{M,max}}$  aus der erforderlichen Auflösung  $n$  der Dehnungskonzentration ergibt. Nach Angaben von HOFFMANN (1987) und MEASUREMENTS GROUP (1999) sollte die Aufnehmerlänge

nicht größer als das 0,1-fache ( $n = 10$ ) des Dehnungssprungs sein, um Messfehler von  $\geq 1\%$  zu vermeiden. Ist die Aufnehmerlänge größer, wird eine geringere (scheinbare) Dehnung erfasst. In Bild 4.15 ist dieser Zusammenhang am Beispiel eines DMS verdeutlicht.

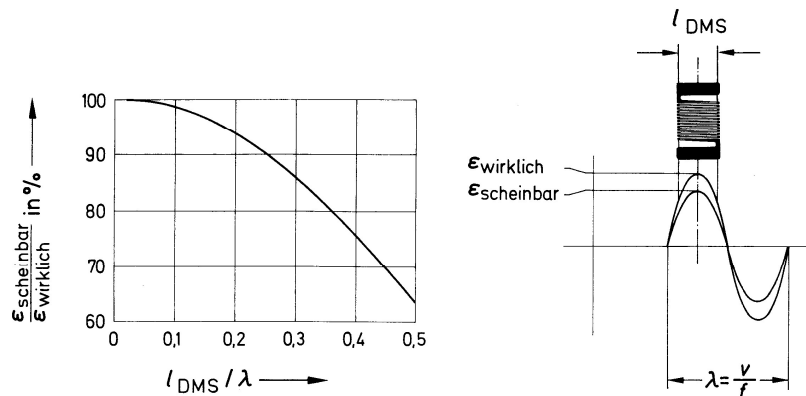


Bild 4.15: Dehnungsempfindlichkeit in Abhängigkeit der Messlänge von der Wellenlänge einer sinusförmigen dynamischen Belastung am Beispiel eines DMS (HOFFMANN, 1987) mit  $\lambda$ : Wellenlänge,  $v$ : Wellengeschwindigkeit,  $f$ : Frequenz und  $l_{\text{DMS}}$ : Messlänge.

Die durch Hammerschlag beim Low-Strain-Verfahren bzw. durch eine Rammereinrichtung beim High-Strain-Verfahren erzeugte Dehnwelle durchläuft den Aufnehmer in einer Zeit, die von der Wellengeschwindigkeit  $c_D$  (Gl. 2.15, Kap. 2.3.2) des Pfahlbetons abhängig ist. Die Länge der Dehnwelle ist von der Impulsdauer  $t_c$  (Gl. 2.31, Kap. 2.3.4) abhängig, die durch Größe, Gewicht und Material der Impulseinleitungsquelle bestimmt wird. Geringe Wellenlängen entstehen in einem Pfahl beim Low-Strain-Verfahren bei Verwendung von Handhämmern mit Kunststoffkappe. Impulsdauern von  $t_c \geq 1$  ms sind üblich. Bei Verwendung von speziellen Impulseinleitungsquellen (Stahlhämmer, -kugeln) können auch Werte bis ca. 0,1 ms erreicht werden. Unter der Annahme typischer Wellengeschwindigkeiten ergeben sich nach Gl. (2.32) Wellenlängen von

- $\lambda_{\text{Grenz}} = 0,35$  m für  $c_D = 3.500$  m/s und  $t_c = 0,1$  ms,
- $\lambda_{\text{Grenz}} = 3,5$  m für  $c_D = 3.500$  m/s und  $t_c = 1$  ms,
- $\lambda_{\text{Grenz}} = 0,4$  m für  $c_D = 4.000$  m/s und  $t_c = 0,1$  ms,
- $\lambda_{\text{Grenz}} = 4,0$  m für  $c_D = 4.000$  m/s und  $t_c = 1$  ms.

Mit der minimalen Auflösung von  $n = 10$  folgt für die Wellenlänge von 0,35 m eine maximale Messlänge von

$$l_{\text{M,max}} \leq \lambda_{\text{Grenz}}/n \leq 0,35 \text{ m}/10 = 35 \text{ mm}.$$

Minimale und maximale Messlänge überschneiden sich für diesen Fall nicht, sodass der Mittelwert dieser beiden Grenzwerte für die Messlänge  $l_{\text{M}}$  des Aufnehmers definiert wird

$$l_{\text{M}} = 27,5 \text{ mm}.$$

Der für die maximale Messlänge zu erwartende Messfehler wird auf Basis der empirischen Beziehung nach Bild 4.15 abgeschätzt. Für  $l_{\text{M}} = 27,5$  mm beträgt die Auflösung der kleinsten Wellenlänge  $n = 12,7$ . Für das Verhältnis  $l_{\text{M}}/\lambda = 0,08$  werden nach Bild 4.15 Abweichungen von  $\leq 0,5\%$  zwischen gemessener und wirklicher Dehnung erwartet.

Die Unsicherheit bezüglich der Anforderung für die minimale Messlänge wird zunächst nach einem Ansatz von ROHRBACH (1958, 1960) abgeschätzt. In Abhängigkeit des Verhältnisses  $V$  (Messlänge zum mittleren Durchmesser der größeren Betonzuschlagstoffe  $d_m$ ) schlägt ROHRBACH die Ermittlung der maximal zu erwartenden Abweichung  $A_{\text{max}}$  der lokalen von der mittleren

Dehnung nach Bild 4.16 a) vor. Auf der Basis von Messungen an Betonprismen mit DMS (Messlänge 20 mm) formuliert er folgenden Zusammenhang (Gl. 4.13), der auf der Annahme beruht, dass  $A_{\max}$  umgekehrt proportional zu  $V$  ist. Die größeren Betonzuschläge werden mit einem Durchmesser von ebenfalls 20 mm angegeben, sodass bei seinen Messungen ein Verhältnis von  $V = 1$  vorlag. Die größten Abweichungen der lokalen Dehnungen vom Mittelwert betrugen bei diesem Verhältnis  $\pm 50 \%$ , wodurch ein Punkt in der Darstellung nach Bild 4.16 a) entsteht. Den zweiten Punkt definiert ROHRBACH bei  $V = \infty$  mit  $A_{\max} = 0$ .

$$A_{\max} = 50 \% \cdot 1/V = 0,5 \cdot l_M/d_m \quad (4.13)$$

Die Gültigkeit dieses einfachen Zusammenhangs bestätigt ROHRBACH näherungsweise durch Einzelmessungen bei  $V = 30$  mit gemessenen Abweichungen von 1 % - 3 % bei einer berechneten von 1,7 %.

Setzt man anstelle  $d_m$  den Größtkorndurchmesser  $d_{\text{Korn}}$ , ergibt sich nach diesem Ansatz für die Messlänge des in dieser Arbeit betrachteten Aufnehmers von  $l_M = 27,5$  mm und mit dem gewählten Größtkorndurchmesser von  $d_{\text{Korn}} = 4$  mm ( $V = 6,88$ ) eine maximale zu erwartende Abweichung von  $A_{\max} = 7,3 \%$ .

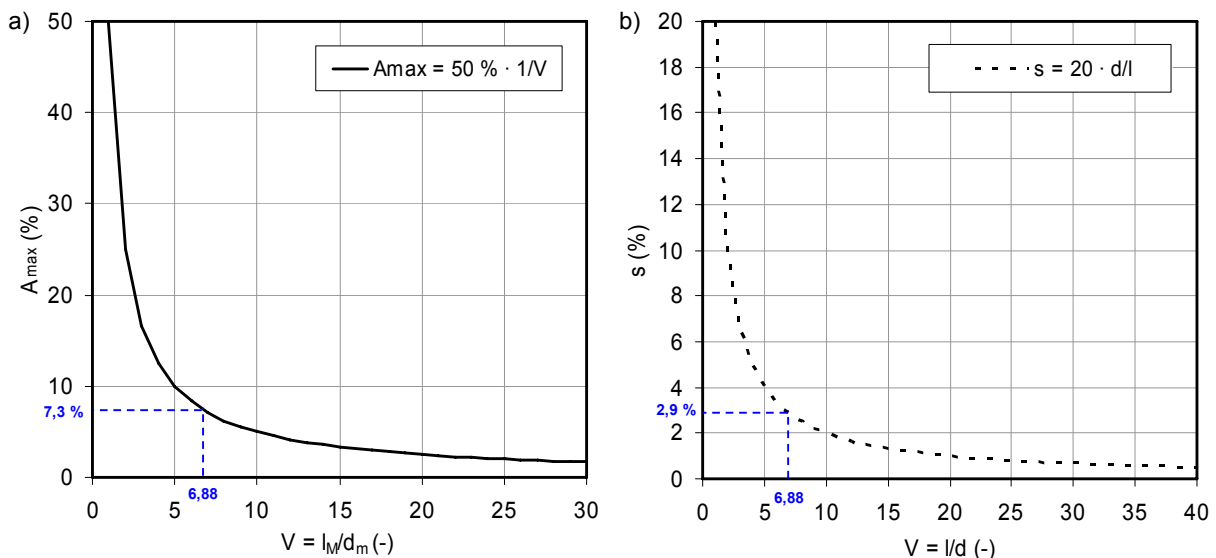


Bild 4.16: a) Abweichung  $A_{\max}$  der gemessenen von der mittleren Dehnung über dem Verhältnis Messlänge  $l_M$  zu mittlerem Durchmesser der größeren Zuschläge  $d_m$  (ROHRBACH, 1958), b) relative Standardabweichung  $s$  über dem Verhältnis Messlänge  $l$  zu Größtkorndurchmesser  $d$  nach MÜLLER (1964).

Nach MÜLLER (1964) sollte anstelle der größten Abweichung der Einzelmessung die aus mehreren Messungen bei gleichen Randbedingungen auf deren Mittelwert bezogene Standardabweichung (Variationskoeffizient) herangezogen werden, um eine genauere Bewertung der Messergebnisse und Beurteilung der sich daraus ergebenden Messunsicherheit zu erreichen. MÜLLER (1964) verwendete Betonprismen (15 cm x 15 cm x 50 cm) mit Größtkorndurchmessern von 7 mm, 15 mm und 30 mm und erfasste die Verformungen mit mechanischen Extensometern mit fünf verschiedenen Messlängen (50 mm bis 250 mm) auf den Seitenflächen der Prismen in Längsrichtung. Aus den Ergebnissen von insgesamt 2000 Einzelmessungen folgert er, dass die gemessene mittlere Dehnung unabhängig von der Messlänge ist und nur die Streuung um den Mittelwert eine große Abhängigkeit von der Messlänge zeigt. Für jede Variation wurde von MÜLLER (1964) die relative Standardabweichung  $s$  über dem Verhältnis Messlänge  $l$  zum Größt-

korndurchmesser  $d$  aufgetragen und mit einer ausgleichenden Kurve durch den Streubereich beschrieben. Dieser empirische Zusammenhang nach Gl. (4.14) ist in Bild 4.16 b) dargestellt

$$s = 20 \cdot d/l \text{ (\%)}. \quad (4.14)$$

Durch Auswertung der Daten von ROHRBACH findet MÜLLER in seiner Darstellung einen Punkt, der nahezu auf dieser Kurve liegt, wodurch er seinen Ansatz bestätigt. Nach HOFFMANN (1987) und KEIL (1995) werden bei Dehnungsmessungen in Beton Abweichungen von  $\pm 5 \%$  im Allgemeinen als ausreichend genau erachtet. Um Streuungen von  $\leq 5 \%$  nach dem Ansatz von MÜLLER zu erhalten, muss das Verhältnis  $l_M/d_{\text{Korn}} \geq 4$  sein. Für den in dieser Arbeit betrachteten Aufnehmer mit  $l_M = 27,5 \text{ mm}$  und  $d_{\text{Korn}} = 4 \text{ mm}$  ( $V = 6,88$ ) sind nach diesem Ansatz Streuungen von ca.  $2,9 \%$  zu erwarten (Bild 4.16 b).

#### 4.4.2.3 Dehnsteifigkeit

In der Praxis sind identische Materialeigenschaften von Beton und Aufnehmer nicht realisierbar. Der Aufnehmer muss deshalb durch konstruktive Maßnahmen an die Betoneigenschaften angepasst werden, sodass die Anforderung nach einer möglichst verlust- und rückwirkungsarmen Dehnungsübertragung erfüllt werden kann.

Nach den Untersuchungen von ROHRBACH (1960) sollte die Dehnsteifigkeit des Sensorträgers  $(EA)_{\text{Träger}}$  nicht größer als die des verdrängten Betonquerschnitts  $(EA)_{\text{Beton}}$  sein (Gl. 4.15). Mit den Bezeichnungen in Bild 4.17 a) ergibt sich nach diesem Ansatz die erforderliche Wandstärke des zylindrischen Sensorträgers (Gl. 4.16).

$$(EA)_{\text{Träger}} \leq (EA)_{\text{Beton}} \quad (4.15)$$

$$\frac{E_{\text{Träger}}}{E_{\text{Beton}}} \leq \frac{d_s^2}{d_a^2 - d_i^2}$$

$$d_a \leq \sqrt{\frac{E_{\text{Beton}}}{E_{\text{Träger}}} \cdot d_s^2 + d_i^2} \quad (4.16)$$

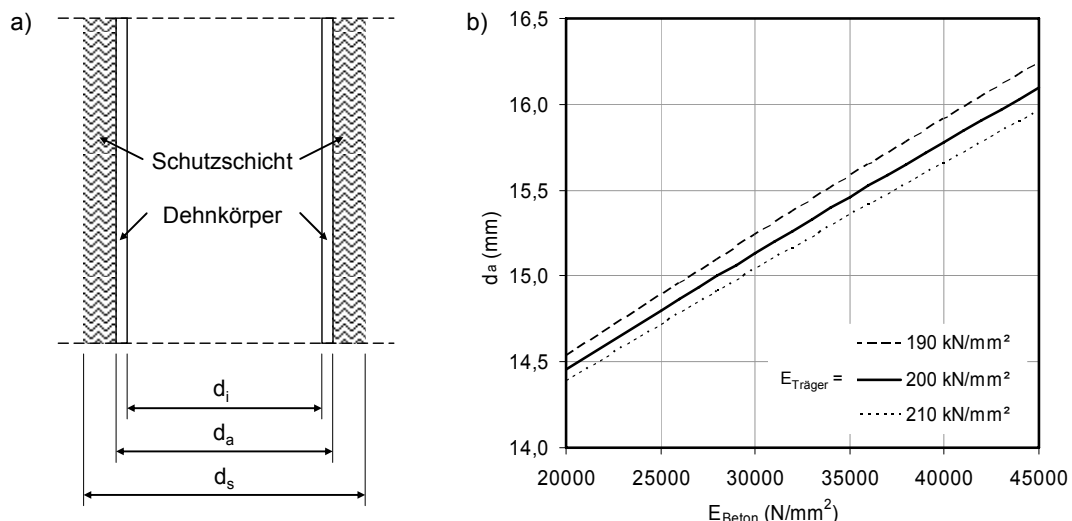


Bild 4.17: a) Längsschnitt durch den zylindrischen Sensorträger mit  $d_i$ ,  $d_a$ : Innen- und Außendurchmesser des Dehnkörpers und  $d_s$ : Durchmesser einer Schutzschicht bzw. des verdrängten Betonquerschnitts, b) Einfluss der E-Moduln von Beton und Sensorträger auf die Größe des Außendurchmessers.

Der Innendurchmesser wurde zu  $d_i = 13 \text{ mm}$  festgelegt, da die Anordnung der Sensoren (Kap. 4.4.2.4) einen gewissen Raum im Innern erfordert. Die Dehnsteifigkeit der abgebildeten Schutzschicht ist vernachlässigbar klein. Deren Durchmesser sollte so gering wie möglich sein und wurde zu  $\max. d_s = 20 \text{ mm}$  gewählt. Daraus folgt der verdrängte Betonquerschnitt. Mit Kenntnis der E-Moduln von Beton und Sensorträger wird nach Gl. (4.16) der erforderliche Außendurchmesser des Sensorträgers ermittelt. Für  $E_{\text{Träger}} = 200.000 \text{ N/mm}^2$  und  $E_{\text{Beton}} \geq 30.000 \text{ N/mm}^2$  folgt eine zulässige Wandstärke von maximal  $1,05 \text{ mm}$  bei  $d_a = 15,1 \text{ mm}$  zur Einhaltung der Bedingung (4.15). Die Empfindlichkeit des Außendurchmessers hinsichtlich von Schwankungen des E-Moduls beider Materialien ist in Bild 4.17 b) dargestellt.

Ein Ergebnis der Untersuchungen von ROHRBACH (1960) ist die Feststellung, dass die vom Aufnehmer angezeigte Dehnung ab einem Verhältnis der Steifigkeiten von Aufnehmer zu Beton von  $< 0,7$  nicht mehr nennenswert von diesem beeinflusst wird. Darüber hinaus gibt er an, dass für kleine Steifigkeitsverhältnisse (ab ca.  $< 2$ ) das Dehnungsverhältnis von Aufnehmer zu Beton größer 1 ist. Das Dehnungsverhältnis steigt von 1,1 bei einem Steifigkeitsverhältnis von 0,8 auf einen konstanten Wert von ca. 1,16 bei einem Steifigkeitsverhältnis von ca. 0,1. Diese Werte wurden anhand einer Grafik abgeschätzt. In diesem Bereich wurden vom Aufnehmer demnach 10 % bis 16 % größere Dehnungen als die mittlere Dehnung gemessen, was mit einer formbedingten Eigenart des Aufnehmers von ROHRBACH begründet wird und durch einen Eichfaktor zu berücksichtigen ist.

Auf dieser Basis wird die Wandstärke des Aufnehmers zu maximal  $0,5 \text{ mm}$  festgelegt. Bedingung (4.15) ist damit ab einem E-Modul von  $E_{\text{Beton}} \geq 28.000 \text{ N/mm}^2$  erfüllt. Dieser Wert liegt an der unteren Grenze der für Pfahlbeton üblichen Werte. Ab  $E_{\text{Beton}} \geq 40.000 \text{ N/mm}^2$  beträgt das Verhältnis der Dehnsteifigkeiten  $\leq 0,7$  und beeinflusst nach ROHRBACH nicht mehr die angezeigte Dehnung.

Die wesentlichen Parameter zur Dimensionierung der geometrischen Abmessungen des Aufnehmers sind damit festgelegt. Die Übertragung der Betonverformungen erfolgt über Flansche, deren Abmessungen so gewählt sind, dass mindestens ein Durchmesser der größten Betonzuschlagstoffe für die Übertragung zur Verfügung steht (Bild 4.18). Mit dieser Konstruktionsform können sowohl Stauchungen als auch Dehnungen aufgenommen werden. Ergänzend dazu ist an den Flanschen und Verschlusskappen eine Phase auf  $1 \text{ mm}$  im Winkel von  $45^\circ$  angeordnet, um die Dehnungsübertragung zu unterstützen.

#### 4.4.2.4 Installation der Sensorik und Messstellenschutz

In Bild 4.18 ist die Konstruktion und schematisch die installierte Sensorik dargestellt. Es sind zwei EFPI-Sensoren je Aufnehmer auf der inneren Oberfläche des Dehnkörpers bei  $0^\circ$  und  $180^\circ$  Orientierung im Querschnitt appliziert (Bild 4.18 b). Die Klebung weist vergleichbare Eigenschaften auf, wie die bei den Zugversuchen realisierte Variante mit halber Einbettung in den Klebstoff (Kap. 4.3.3, Bild 4.9). Diese Übertragbarkeit konnte durch die Entwicklung einer speziell auf die EFPI-Sensoren abgestimmten Applizierungshilfe erreicht werden. Die geforderte Klebstoffgeometrie ist definiert. Das Material – es wurde das reaktionsträge Polymer Polytetrafluorethylen (PTFE, Handelsname Teflon) gewählt – geht keine feste Verbindung mit dem Klebstoff ein. Die Form der Klebung wurde mit einem speziellen Werkzeug (Formschaber) erzeugt, das, hergestellt durch Erodieren, die entsprechende Form aufweist.



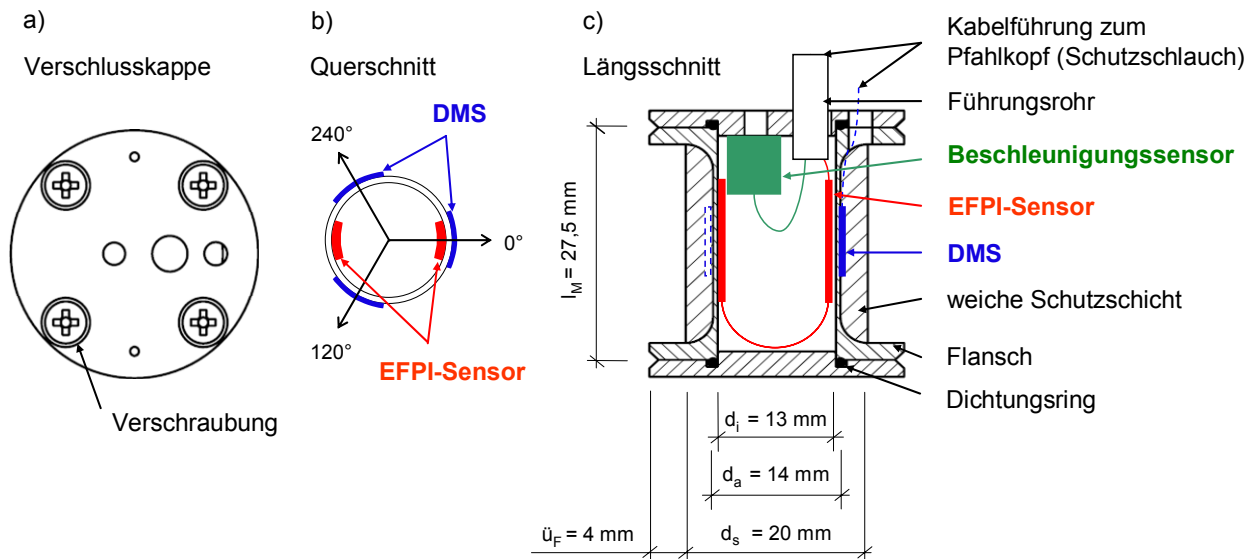


Bild 4.18: Konstruktion und Instrumentierung des Messaufnehmers: a) Verschlusskappe mit Bohrungen für Kabelführung und Beschleunigungsaufnehmer, b) schematische Anordnung der Sensoren im Querschnitt und c) im Längsschnitt des Messaufnehmers.

Auf der äußeren Oberfläche sind je drei für den Messwertaufnehmerbau empfohlene DMS-Vollbrücken (TYP: FAE4-A6355J-40-S6E) im Winkel von 120° zueinander über den Querschnitt verteilt geklebt (Bild 4.18 b). Ein DMS wurde für den direkten Vergleich beider Messprinzipien genau an der Stelle des EFPI-Sensors bei 0° Orientierung geklebt. Der zweite EFPI-Sensor befindet sich genau zwischen den beiden anderen DMS. Diese Anordnung wurde gewählt, um mögliche exzentrische Belastungen erkennen und gegebenenfalls ausgleichen zu können. Die Anordnung von zwei Halbbrücken-DMS, am Messwertaufnehmer zur Vollbrücke verschaltet, würde dagegen nur einen mittleren axialen Dehnungswert liefern und den direkten Vergleich der Dehnungswerte bei möglicher exzentrischer Belastung erschweren. Die Kabelführung für die DMS erfolgte durch eine Bohrung in den Flanschen (blau gestrichelte Kurve in Bild 4.18 c).

Die EFPI-Sensoren wurden zur Sicherstellung eines zuverlässigen Schutzes vor mechanischer Beschädigung im Innern des Messwertaufnehmers appliziert. Der übrige Raum im Innern wurde genutzt, um zusätzlich einen piezoelektrischen Beschleunigungsaufnehmer zur Bestimmung der Schwinggeschwindigkeit zu installieren. Dieser ist in der oberen Verschlusskappe verschraubt.

Weiterhin ist im Innern des Messwertaufnehmers je EFPI-Sensor ein elektrischer Widerstand in dessen unmittelbarer Nähe installiert. Damit konnte dem eingebetteten, unbelasteten Aufnehmer gezielt eine Temperaturverformung mit dem Ziel vorgegeben werden, vor und nach jeder Messreihe die Interferenzmaxima und -minima der EFPI-Sensoren zu bestimmen, aus denen die Weginformation abgeleitet wird (Kap. 3.3.2, Bild 3.7). Dies war für die Ermittlung der absoluten Verformungsgröße bei den auftretenden kleinen Verformungen beim Low-Strain-Verfahren erforderlich.

Die Arbeitsschritte zur Applizierung der EFPI-Sensoren sowie die entwickelten Hilfsmittel sind in Bild 4.19 dargestellt. Mit dieser Methodik kann eine reproduzierbare Applizierung erreicht werden (Bild 4.19 b). Dies stellt ein wesentliches Ergebnis dieser Arbeit dar.

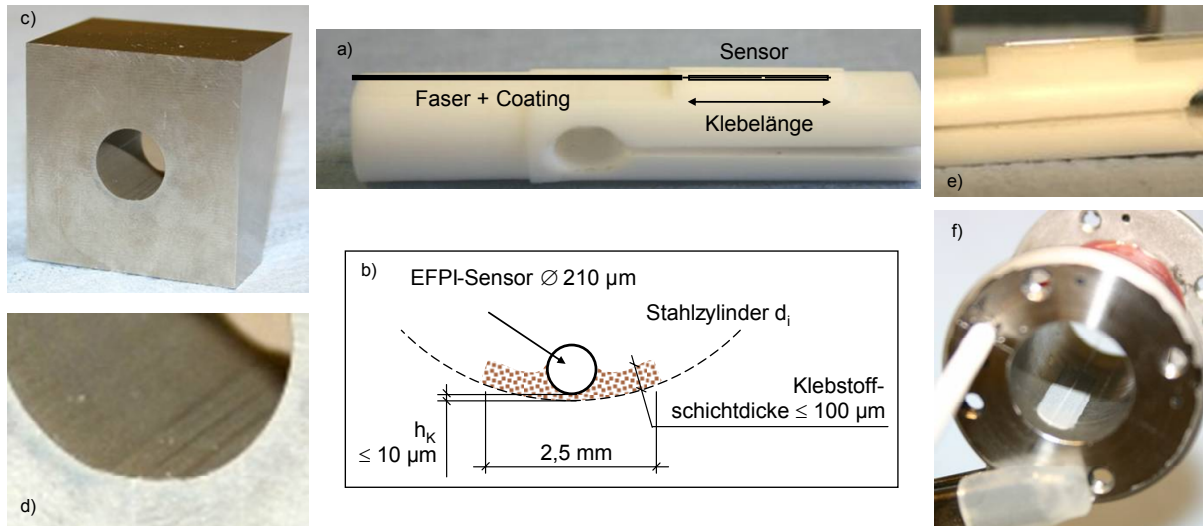


Bild 4.19: Arbeitsschritte und Hilfsmittel zur Applizierung der EFPI-Sensoren:  
a) Applizierungshilfe für die Klebung auf der gekrümmten inneren Oberfläche b),  
c) Werkzeug zur Herstellung der Applizierungshilfe,  
d) Form für die Geometrie der Klebung,  
e) EFPI-Sensor vor der Klebung und  
f) applizierter EFPI-Sensor.

Um den Klebstoff und verschiedene Abdeckmittel auf deren Widerstandsfähigkeit gegen den alkalischen Angriff zu überprüfen, wurden im Labor Untersuchungen mit einer nachgestellten Porenlösung (pH-Wert 13) durchgeführt. Die Porenlösung wirkte für mehrere Stunden auf verschiedene Kombinationen von Abdeckmitteln ein. Auf diese Weise wurde ein Abdecksystem mit ausreichender Alkalibeständigkeit ermittelt.

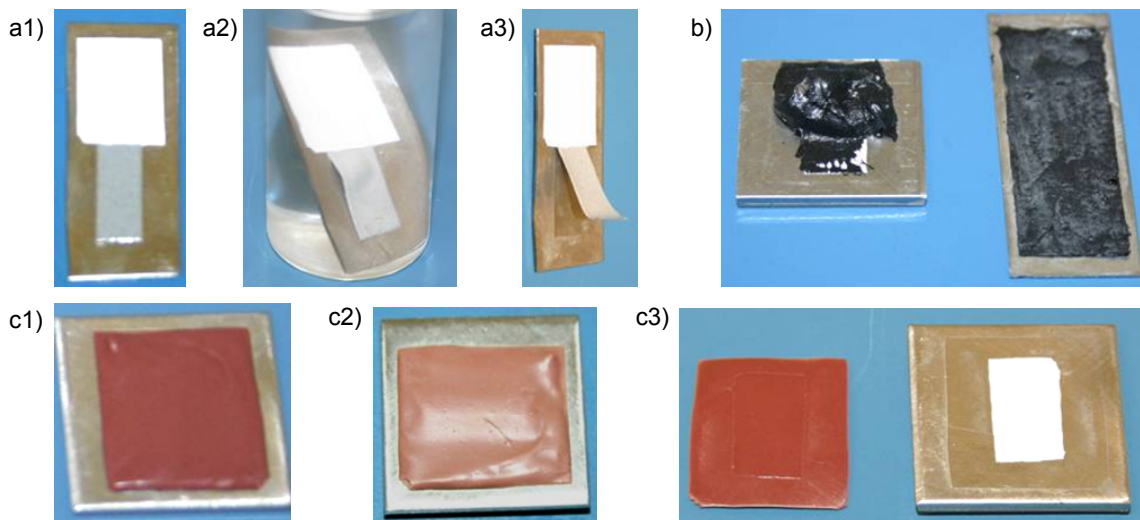


Bild 4.20: Verschiedene Abdeckmittel bei Einwirkung der Porenlösung (pH=13):  
a1) Klebstoff und Abdeckmittel A vor, a2) während und a3) nach der Einwirkung,  
b) Abdeckmittel B über A nach der Einwirkung,  
c1) Abdeckmittel C über A vor und c2) nach der Einwirkung und  
c3) mechanisch getrennt von Abdeckmittel A.

Bild 4.20 zeigt Resultate dieser Untersuchung für drei ausgewählte Abdeckmittel. Dabei war festzustellen, dass der Klebstoff ohne Abdeckmittel nach sehr kurzer Einwirkungsdauer aufweicht und seine Haftungseigenschaften verliert (Bild 4.20 a2) und Bild 4.20 a3). Mit Abdeckmittel A konnte ein Schutz über ca. 10 Stunden ohne sichtbare Beeinträchtigung gewährleistet werden. Bei länger andauernder Einwirkung wurde auch für dieses Abdeckmittel ein Aufweichen festgestellt. Abdeckmittel B und C wiesen nach einer Einwirkungsdauer von 40 Stunden keine Beeinträchtigung auf. Das darunter angeordnete Abdeckmittel A sowie der Klebstoff blieben unversehrt. Abdeckmittel C bietet darüber hinaus sehr gute elastische Eigenschaften, so dass damit die in Bild 4.18 c) dargestellte weiche Schutzschicht in gewünschter Schichtdicke realisiert werden konnte.

Eine Reihe weiterer Coatings erwiesen sich trotz ausgewiesener Beständigkeit laut Herstellerangaben als ungeeignet. Dazu gehören auch Abdeckmittel, die aus Isoliermasse und Aluminiumfolie bestehen, wie z. B. von PLAßMANN (2002) verwendet. Der direkte Kontakt der Porenlösung zum Aluminium bewirkt bekanntermaßen dessen Zerstörung innerhalb kurzer Zeit. Die Verwendung derartiger Abdeckungen erfordert deshalb eine weitere Schutzschicht, wodurch der Gesamtaufbau der Abdeckung unnötig vergrößert wird.

Sowohl die EFPI-Sensoren als auch die DMS wurden mit den in Bild 4.20 gezeigten Abdeckmitteln geschützt. Ein in jede Verschlusskappe eingelassener Dichtungsring bietet zusätzlichen Schutz vor eindringender Feuchtigkeit. Bild 4.21 zeigt den Messwertaufnehmer in verschiedenen Stadien der Instrumentierung und des Messstellenschutzes.

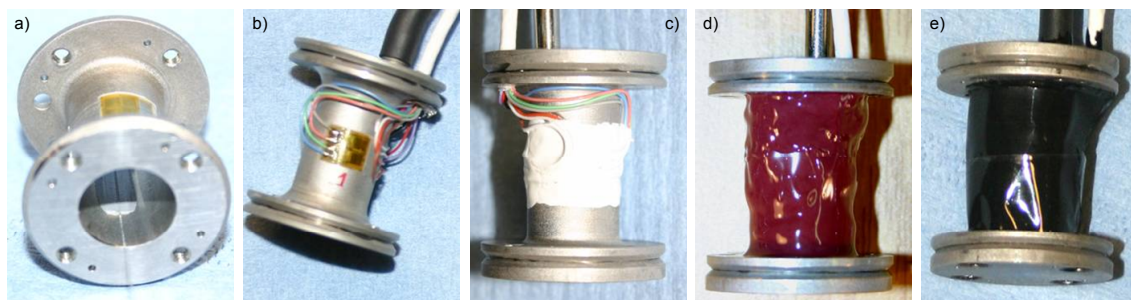


Bild 4.21: Instrumentierung und Messstellenschutz:  
a) EFPI-Sensoren und DMS, b) Kabelführung und c) bis e) Abdeckmittel A, B, C.

#### 4.4.3 Dehnungsübertragung vom Sensorträger auf die Sensoren

Vor der Einbettung der Messwertaufnehmer in Betonprobekörper wurde überprüft, ob die Dehnungsübertragungseigenschaften durch die beschriebene Instrumentierung mit der entwickelten Applizierungsmethodik vergleichbar mit denen sind, die bei den in Kap. 4.3.5 beschriebenen Untersuchungen an Zugproben erreicht wurden.

Die prinzipielle Eignung in Beton eingebetteter Dehnungsaufnehmer mit ähnlichem Aufbau wurde bereits von ROHRBACH (1962) und von PLAßMANN (2002) gezeigt. Während ROHRBACH für seinen Aufnehmer keine Untersuchungen vor der Einbettung vorstellt, berichtet PLAßMANN von Problemen bei der Ermittlung reproduzierbarer Dehnungsübertragungswerte durch die Kalibrierung. Der von PLAßMANN beschriebene Aufnehmer wurde auch für die Einbettung in Betonpfähle entwickelt. Er führt die Probleme einerseits auf die elektrische DMS-Technik (störende Temperaturverformungen infolge der Versorgungsspannung der DMS und damit verbundene

Schwankungen des Nullpunkts) und andererseits auf Schwierigkeiten bei der axialen Lasteinleitung zurück<sup>1</sup>. Untersuchungen bei dynamischer Belastung wurden von PLABMANN vor der Einbettung in den Pfahlbeton nicht durchgeführt. Mit diesem Aufnehmer wird nur der zeitliche Verlauf der Dehnung betrachtet. Der absolute Betrag wird nicht berücksichtigt. Dieser Aufnehmer ist deshalb für die Anwendung beim High-Strain-Verfahren und bei der statischen Probelastung ungeeignet.

Die Messunsicherheit für Kalibrierungen derartiger Aufnehmer ist im Wesentlichen von der Qualität der Konstruktion, mechanischer Hilfsmittel zur Lasteinleitung und der Belastungseinrichtung abhängig. Für den in dieser Arbeit entwickelten Aufnehmer wurde ein spezieller Adapter hergestellt, mit dem die statische Lasteinleitung in Zug- und Druckrichtung möglich ist. Aufgrund der Kabelführung aus der Verschlusskappe des Aufnehmers, erfolgte die Kraftübertragung über die Flansche.

#### **4.4.3.1 Quasi-statische Beanspruchung**

Die Messungen erfolgten in Anlehnung an DIN EN ISO 376:2005 (Metallische Werkstoffe – Kalibrierung der Kraftmessgeräte für die Prüfung von Prüfmaschinen mit einachsiger Beanspruchung) mit dem an der BAM vorhandenen Kraft-Bezugsnormal-System ([WWW.BAM.DE](http://WWW.BAM.DE)). Kräfte von 0,2 N bis 5 MN können mit geringer Messunsicherheit aufgebracht werden. Die Messwertaufnehmer wurden im elastischen Dehnungsbereich von  $\pm 1.100 \mu\text{m/m}$  verformt und die Messungen in analoger Weise zu den in Kap. 4.3 beschriebenen Zugversuchen in beide Belastungsrichtungen durchgeführt.

Die Ergebnisse zeigen gute Reproduzierbarkeit je Einbaustellung, Belastungsrichtung und Dehnungssensor. Es wurden jedoch Abweichungen in den Dehnungswerten der Sensoren untereinander, insbesondere bei Druckbeanspruchung, festgestellt. Diese werden anhand der gewählten Anordnung der Sensoren im Querschnitt und der Änderung der Einbaurichtung auf eine nicht axiale Lasteinleitung zurückgeführt, die in Druckrichtung stärker als in Zugrichtung auftrat. Die Bewertung der Dehnungsübertragungseigenschaften der Einzelsensoren wurde dadurch erschwert und die Erfahrungen von PLABMANN prinzipiell bestätigt. Um die Einflüsse aus der exzentrischen Belastung zu kompensieren, können die Mittelwerte der DMS und der EFPI-Sensoren herangezogen werden. Ein direkter Vergleich zwischen DMS und EFPI-Sensor erfolgt anhand der im Querschnitt bei  $0^\circ$  angeordneten Sensoren (Bild 4.18). Ein repräsentatives Ergebnis zeigt Bild 4.22 für die Beanspruchung auf Zug. Die auf diese Weise bestimmten Dehnungsübertragungsfaktoren liegen zwischen 0,97 und 0,98, also geringfügig unterhalb der Werte, die mit den EFPI-Sensoren an den Zugproben (Kap. 4.3) bestimmt wurden. Ein Grund dafür können im Vergleich zu den Zugproben größere fertigungsbedingte geometrische Toleranzen sein, da die Herstellung der Dehnkörper des Aufnehmers aus einem Werkstück weitaus schwieriger als die der Zugproben ist.

Da die Dehnungsübertragungswerte in der erwarteten Größenordnung liegen und bei mehreren Aufnehmern reproduziert werden konnten, wird damit die Übertragung der Applizierungsmethodik von den Verhältnissen an den Zugproben zu denen am Messwertaufnehmer nachgewiesen. Für die Kalibrierung der Messwertaufnehmer, die bei einem Feldversuch im Maßstab 1:1 verwendet werden, kann aufgrund größerer geometrischer Abmessungen und entsprechend anderer Kabelführung eine Optimierung der Krafteinleitung realisiert werden (Kap. 6).

---

<sup>1</sup> Persönliche Informationen von B. Plabmann, ehemals TU Braunschweig

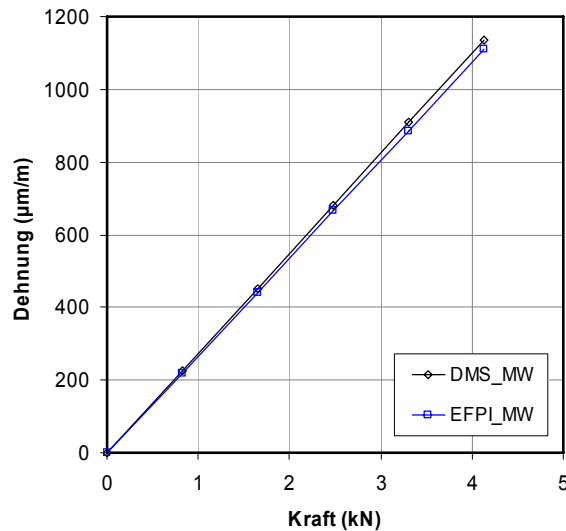


Bild 4.22: Ergebnisse der Dehnungsübertragung vom Sensorträger auf EFPI-Sensoren im Vergleich zum DMS bei quasi-statischer Zugbelastung.

#### 4.4.3.2 Dynamische Beanspruchung

Für dynamische Untersuchungen können Messwertaufnehmer auf einen Schwingtisch montiert und mit definierten sinusförmigen Beanspruchungen angeregt werden. Bei der dynamischen Pfahlprüfung erfolgt die Belastung stoßartig und weist ein kontinuierliches Frequenzspektrum auf. Messwertaufnehmer für derartige Beanspruchungen (z. B. Beschleunigungsaufnehmer) werden mit Pendelschlagwerken oder Kraftstoßeinrichtungen kalibriert (WEIßENBORN, 2001).

Eine solche Einrichtung ist der Hopkinson-Stab (Bild 4.23). Ein 3,2 m langer, in Längsrichtung beweglich gelagerter Stahlstab mit einem Durchmesser von 30 mm wird axial an einem Stabende von einer Pendelkonstruktion mit Stahlkugel ( $\varnothing 50$  mm) definiert stoßartig angeregt. Am anderen Ende des Stabs befindet sich der zu untersuchende Sensor, der dort geklebt oder verschraubt wird. Ein Laservibrometer erfasst die Bewegung des Aufnehmers in axialer Richtung und dient dadurch als Bezugssystem für die Kalibrierung. Die vom Pendel erzeugte Dehnungswelle (Druck) durchläuft den Stab und erreicht nach der Zeit  $t = l/c_D$  erstmals den Aufnehmer. Die an diesem Ende reflektierte Zugwelle wird am Ort der Anregung erneut reflektiert und erreicht als Druckwelle nach der Zeit  $t = 3 \cdot l/c_D$  wieder den Aufnehmer (Kap. 2.3.2, Bild 2.8, Wellenausbreitung am freien Ende).

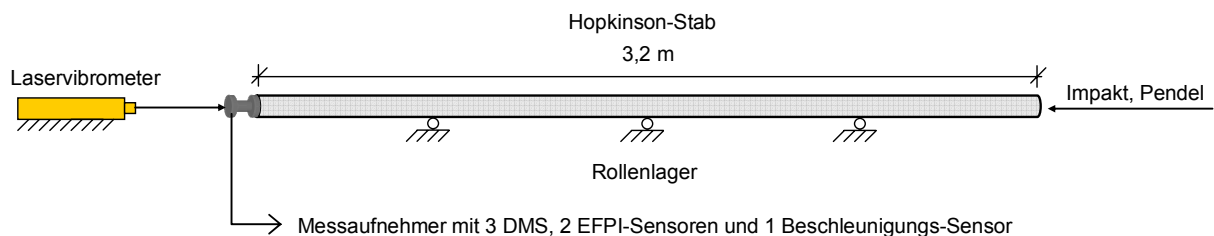


Bild 4.23: Messanordnung am Hopkinson-Stab.

Der in Bild 4.21 dargestellte Aufnehmer weist für Kalibrierungen an dieser Einrichtung keine optimale Größe und Form im Vergleich zu herkömmlichen Beschleunigungssensoren auf. Die aufnehmerbedingten Impedanzwechsel verursachen Wellenreflexionen und Überlagerungen,



sodass vergleichsweise größere Messunsicherheiten erwartet werden. Der Aufbau nach Bild 4.23 wird deshalb nur zum prinzipiellen Nachweis der Eignung des Aufnehmers zur Erfassung der dynamischen Stoßanregung verwendet.

Der Aufnehmer ist am Ende des Stabs verschraubt. Das Laservibrometer tastet die Oberfläche der gegenüberliegenden Verschlusskappe ab und erfasst die Schwinggeschwindigkeit an diesem freien Stabende als Vergleichswert für die innerhalb des Aufnehmers am gleichen Ort gemessene, zur Geschwindigkeit integrierte, Beschleunigung. Bild 4.24 a) zeigt ein repräsentatives Ergebnis für eine Pendelauslenkung von  $8^\circ$ . Es kann eine gute Übereinstimmung zwischen den Messwertverläufen festgestellt werden. Die maximale Abweichung beim ersten Wellendurchgang beträgt  $\leq 1,5\%$ .

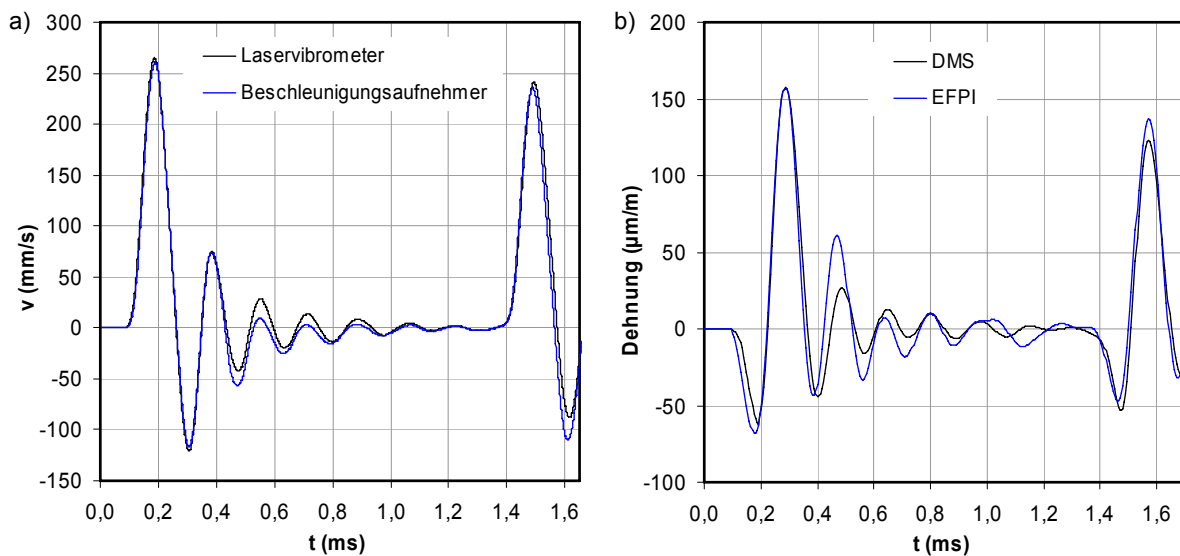


Bild 4.24: Ergebnisse von Messungen bei dynamischer Stoßbelastung am Hopkinson-Stab (Pendelauslenkung  $8^\circ$ ):  
a) Schwinggeschwindigkeit (Laservibrometer und Beschleunigungsaufnehmer),  
b) Dehnung (EFPI-Sensor und DMS) bei  $0^\circ$  Orientierung nach Bild 4.18 b).

Der geringe Unterschied zwischen den beiden Messwertverläufen ist durch numerische Fehler bei der Integration der Beschleunigung zur Geschwindigkeit und deren Korrektur durch einen Hochpassfilter begründet. Der Schwingungsverlauf zwischen den beiden Zeitpunkten der Dehnwellenreflexion an den Stabenden entsteht durch Wellenreflexionen und deren Überlagerungen innerhalb des Aufnehmers. Diese Vielfachreflexionen verursachen einen Eigenschwingungszustand des an einem Ende freien und am anderen Ende festgehaltenen Aufnehmers. Dieser ankopplungsbedingte Effekt spielt für die hier angestellten Untersuchungen keine Rolle.

Die Dehnungssensoren zeigen einen vergleichbaren Messwertverlauf (Bild 4.24 b), wobei der DMS geringfügig später anspricht als der EFPI-Sensor. Der Dehnungsverlauf beider Sensoren weicht zum Zeitpunkt der eintreffenden Druckwelle vom Geschwindigkeitsverlauf ab, da die Dehnungssensoren in Aufnehmermitte appliziert sind und die Geschwindigkeit punktuell am Ende erfasst wird. In der Zeit, in der die Druckwelle den Aufnehmer durchläuft, tritt bereits die Reflexion der Zugwelle ein, sodass eine Überlagerung von hin- und rücklaufender Welle erfasst wird. Dies erklärt den kurzen Ausschlag in Druckrichtung (negatives Vorzeichen) vor dem Dehnungsausschlag (positives Vorzeichen).

Weitere Messergebnisse sind zum Vergleich der verschiedenen Sensoren in Tabelle 4.5 zusammengefasst. Werte, die direkt aus den Messsignalen abgelesen wurden (Laufzeit, Impulsdauer und Anstiegszeit), stellen Mittelwerte aus drei aufeinander folgenden Messungen bei gleichen Versuchsrandbedingungen dar.

Tabelle 4.5: Ergebnisse der Beschleunigungs-, Geschwindigkeits- und Dehnungsmessung für die Wellenausbreitung am Hopkinson-Stab.

Parameter	Einheit	Laservibrometer	Beschleunigungssensor	DMS	EFPI
Laufzeit $t = 2 \cdot l / c_D$	ms	1,309	1,295	1,283	1,285
Frequenz der Dehnwellenreflexion $f = 1/t$	Hz	764	772	779	778
Ausbreitungsgeschwindigkeit der Dehnwelle $c_D$	m/s	4.989	5.002	5.066	5.057
Impulsdauer $t_C$	$\mu s$	140,2	138,9	130,6	122,3
Anstiegszeit $t_A$	$\mu s$	53,7	53,2	46,4	42,7
Grenzfrequenz $f_{Grenz}$	Hz	7.133	7.199	7.657	8.177
Grenzwellenlänge $\lambda_{Grenz}$	m	0,699	0,695	0,662	0,618

Die Laufzeitbestimmung erfolgte an den Maxima der Dehnwellenreflexion (Peak-to-Peak). Daraus ergibt sich die Frequenz und mit Gl. (2.27) die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Dehnwelle. Die Werte der EFPI-Sensoren und DMS stimmen gut überein und weichen aufgrund der örtlichen Differenz im Aufnehmer nur geringfügig von denen des Beschleunigungssensors und des Laservibrometers ab.

Zur Bewertung der EFPI-Sensoren im Vergleich zu den DMS werden Anstiegszeit und Impulsdauer herangezogen. Die Anstiegszeit wird zwischen zwei definierten Werten (10 % und 90 %) der Amplitude der jeweiligen Messgröße am ersten maßgeblichen Sensorausschlag, die Impulsdauer entsprechend bei 10 % davon bestimmt. Hier zeigen die EFPI-Sensoren geringere Werte und somit eine höhere Empfindlichkeit als die DMS. Aus der Impulsdauer wurde mit Gl. (2.31) die Grenzfrequenz und mit Gl. (2.32) die Grenzwellenlänge bestimmt. Aufgrund dieser indirekten Bestimmung der Impulsdauer und wegen des Fehlers, der durch die beschriebene Wellenüberlagerung entsteht, ist der Begriff der Impulsdauer hier nur sinngemäß verwendet. Die eigentliche Impulsdauer kann z. B. durch Instrumentierung der Stahlkugel oder durch einen Kraftaufnehmer zwischen Stab und Kugel messtechnisch bestimmt werden.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen zeigen, dass EFPI-Sensoren zur Erfassung schnell veränderlicher Verformungen sehr gut geeignet sind und Vorteile gegenüber DMS aufweisen. Damit ist die entwickelte Applizierungsmethode für die EFPI-Sensoren zur Übertragung geringer Verformungen auch bei dynamischer Beanspruchung erfolgreich nachgewiesen.

#### 4.4.4 Dehnungsübertragung vom Beton auf den Messwertaufnehmer

##### 4.4.4.1 Betonprobekörper

Bei den bisher beschriebenen Untersuchungen wurde die Dehnungsübertragung an der Grenzfläche Stahl/Sensor durch den Klebstoff betrachtet. Die Belastung wirkte dabei direkt auf den Sensorträger. In den folgenden Abschnitten wird darauf aufbauend die Dehnungsübertragung vom Beton auf den Sensorträger experimentell untersucht. Diese Untersuchungen wurden an kleinmaßstäblichen unbewehrten Betonprobekörpern mit dem Ziel durchgeführt, die Erfassung

der Aufnehmersverformungen bei statischer und dynamischer Belastung, und damit die Haftung im Beton, zu überprüfen sowie die Rückwirkung einzuschätzen.

Die Betondruckfestigkeit der Probekörper wurde im mittleren Bereich der für Pfaßlbeton üblichen Werte gewählt. Für Bohrpfähle ist nach DIN EN 1536:1999 eine Festigkeitsklasse im Bereich von C20/25 bis C30/37 gefordert. Für Betonfertigteilepfähle sollte nach DIN EN 12794:1997 (Entwurf) die Druckfestigkeit mindestens der Klasse C35/45 entsprechen. In der aktuellen Fassung dieser Norm wird diesbezüglich keine Angabe gemacht. In chemisch aggressiver Umgebung können höhere Festigkeitsklassen gefordert sein.

Mit der Vorgabe des Größtkorndurchmessers von 4 mm (Kap. 4.4.2.2) wurden die Zuschlagstoffe für die Betonprobekörper entsprechend zusammengesetzt. Probemischungen dienten zunächst der Ermittlung der mit diesen Rezepturen erreichbaren Druckfestigkeiten. Auf dieser Grundlage wurden Sieblinie und Rezeptur festgelegt. Aus einer Mischung wurden insgesamt sechs Würfel mit 150 mm Kantenlänge und sechs Prismen als Referenzprobekörper sowie zwei Prismen hergestellt, in deren Mitte je ein Messwertaufnehmer eingebettet wurde (Bild 4.25). Die Prismen wiesen eine Kantenlänge von 100 mm x 100 mm x 300 mm auf. Alle Probekörper lagerten bei Raumtemperatur für 24 h in der Schalung, 7 d im Wasserbad und 20 d in einer Klimakammer. Die Körnungsziffer der verwendeten Sieblinie (AB 4 nach DIN 1045-2:2008) betrug  $k = 2,54$ , der Zementgehalt (CEM I 32,5 R)  $350 \text{ kg/m}^3$ , der Wasserzementwert  $w/z = 0,48$  und der Fließmittelgehalt 3,5%. Der Frischbeton wurde 20 s auf einem Rütteltisch verdichtet und dessen Eigenschaften nach DIN EN 12350 bestimmt (Tabelle 4.6). Die Frischbetonkonsistenz wurde durch das Ausbreitmaß zu plastisch bis weich bestimmt. Die Ermittlung der Festbetoneigenschaften (Tabelle 4.7) erfolgte in Anlehnung an DIN EN 12390. Mit den ermittelten Druckfestigkeiten und den Konformitätskriterien nach DIN EN 206-1:2001 ergibt sich eine Festigkeitsklasse von C35/45, die der gewünschten Anforderung entspricht. Die Bestimmung des statischen E-Moduls erfolgte nach DIN 1048-5:1991 an den Referenzprismen.

Tabelle 4.6: Frischbetoneigenschaften.

Konsistenz (Ausbreitmaß in mm) nach DIN EN 12350-5	Luftgehalt (%) nach DIN EN 12350-7	Frischbetonrohddichte ( $\text{kg/m}^3$ ) nach DIN EN 12350-6
F2 (400/400)	2,1	2.320

Tabelle 4.7: Festbetoneigenschaften.

Würfeldruckfestigkeit $f_{\text{cm,cube}}$ ( $\text{N/mm}^2$ ) nach DIN EN 12390-3	Zylinderdruckfestigkeit $f_{\text{cm,cyl}}$ ( $\text{N/mm}^2$ ) nach DIN EN 12390-3	E-Modul ( $\text{N/mm}^2$ ) nach DIN 1048-5	Rohddichte ( $\text{kg/m}^3$ ) nach DIN EN 12390-7
$34,4 \pm 1,9 \text{ \%}^*$ $48,7 \pm 0,6 \text{ \%}^{**}$	$39,7 \pm 1,9 \text{ \%}^{***}$	$32.810 \pm 2,5 \text{ \%}^{***}$	$2.280 \pm 0,4 \text{ \%}^{***}$

Mittelwert aus drei Einzelwerten nach \* 8 Tagen und \*\* 28 Tagen Lagerung, \*\*\* Mittelwerte aus sechs Einzelwerten

Die Aufnehmer wurden in der Schalung seitlich gehalten, sodass Lageänderungen beim Betonieren und Verdichten verhindert wurden. Einer möglichen Porenbildung durch Luft- und Wasseransammlungen unterhalb der Aufnehmer wurde durch die Wahl der Probekörper als Prismen vorgebeugt, da diese in horizontaler Lage betoniert wurden. Die Aufnehmer konnten deshalb horizontal eingebaut werden, sodass Luft und Wasser seitlich des Aufnehmers nach oben



entweichen konnte. Temperaturbedingte Verformungsdifferenzen während der Erhärtung und eine damit verbundene mögliche Spaltbildung zwischen Aufnehmer und Beton wurden aufgrund ähnlicher Wärmeausdehnungskoeffizienten nicht erwartet.

#### 4.4.4.2 Quasi-statische Beanspruchung

Beide Probekörper wurden in mehreren Zyklen mit einer Prüflast von 135 kN, die etwa einem Drittel der Bruchlast der Referenzprismen entsprach, belastet und das Dehnungsübertragungsverhalten untersucht. Die Belastungsflächen der Probekörper waren planparallel geschliffen, um eine weitgehend zentrische und axiale Lasteinleitung zu erreichen. Die Prüfungen der beiden instrumentierten Prismen fanden an einem Tag bei gleichen Versuchsrandbedingungen (Temperatur, Belastungsgröße und -geschwindigkeit) statt. Nach je drei Vorbelastungszyklen bis zur Prüflast wurden mindestens drei weitere Belastungszyklen aufgebracht. Anschließend wurden die Probekörper bis zum Bruch belastet, um das Verhalten der eingebetteten Aufnehmer bei hohen Verformungen bewerten zu können. In Bild 4.25 ist die Lage der Messwertaufnehmer in der Schalung, die Prüfeinrichtung mit instrumentiertem Probekörper und ein Messwertaufnehmer nach der Bruchbelastung dargestellt.

An jeder Seitenfläche der Prismen waren elektrische Wegaufnehmer angeordnet, die zum Vergleich mit den Messwerten der eingebetteten Aufnehmer herangezogen wurden. Diese vier Extensometer wurden an zwei Punkten im Abstand von 100 mm (Messlänge) axial im mittleren Drittel der Prismenhöhe fixiert. Die Mittelwerte aus je zwei gegenüber liegenden Extensometern wurden durch die Prüfeinrichtung ausgegeben und zusätzlich zur aufgetragenen Kraft parallel zu den eingebetteten Sensoren mit einem Messsystem aufgezeichnet.

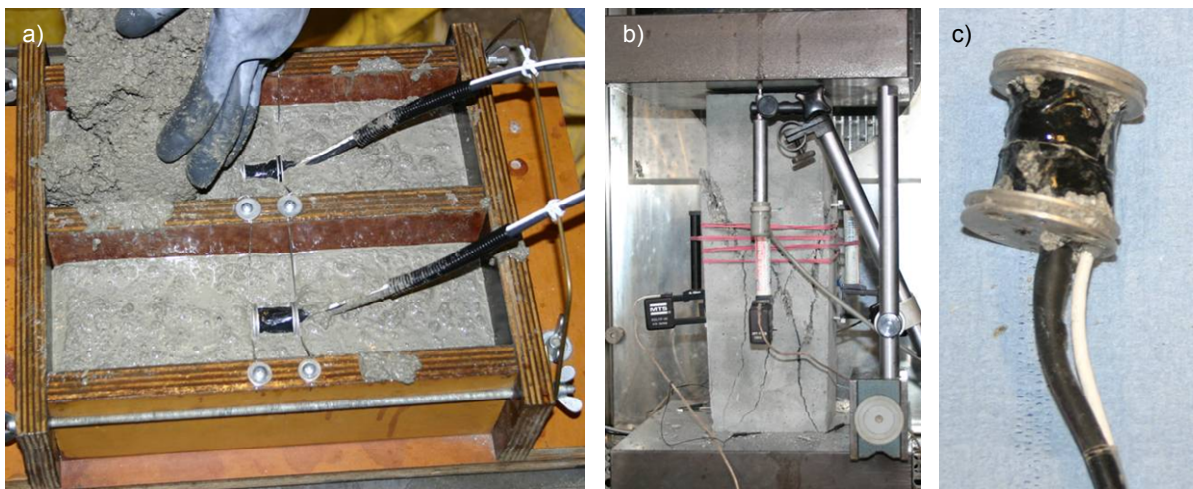


Bild 4.25: a) Einbettung der Messaufnehmer in der Mitte kleinmaßstäblicher Betonprobekörper, b) Prüfeinrichtung und Probekörper mit elektrischen Wegaufnehmern, c) nach der Bruchbelastung ausgebauter Aufnehmer.

In Bild 4.26 ist der Dehnungsverlauf beider Prismen für einen aufgetragenen Kraftbereich von 5 kN (Vorlast) bis 135 kN (Prüflast) und drei aufeinander folgende Zyklen dargestellt. Die Prüflast wurde beim dritten Zyklus für 30 s konstant gehalten. Die Messwertverläufe zeigen, dass sofort bei Belastungsänderung ohne zeitliche Verzögerung auch eine Verformungsänderung eintritt, unabhängig von Belastungsrichtung und -größe. Durch die Konstruktion des Aufnehmers und die Art der Einbettung ist demzufolge ein guter Kraftschluss zum umgebenden Beton erreicht worden.

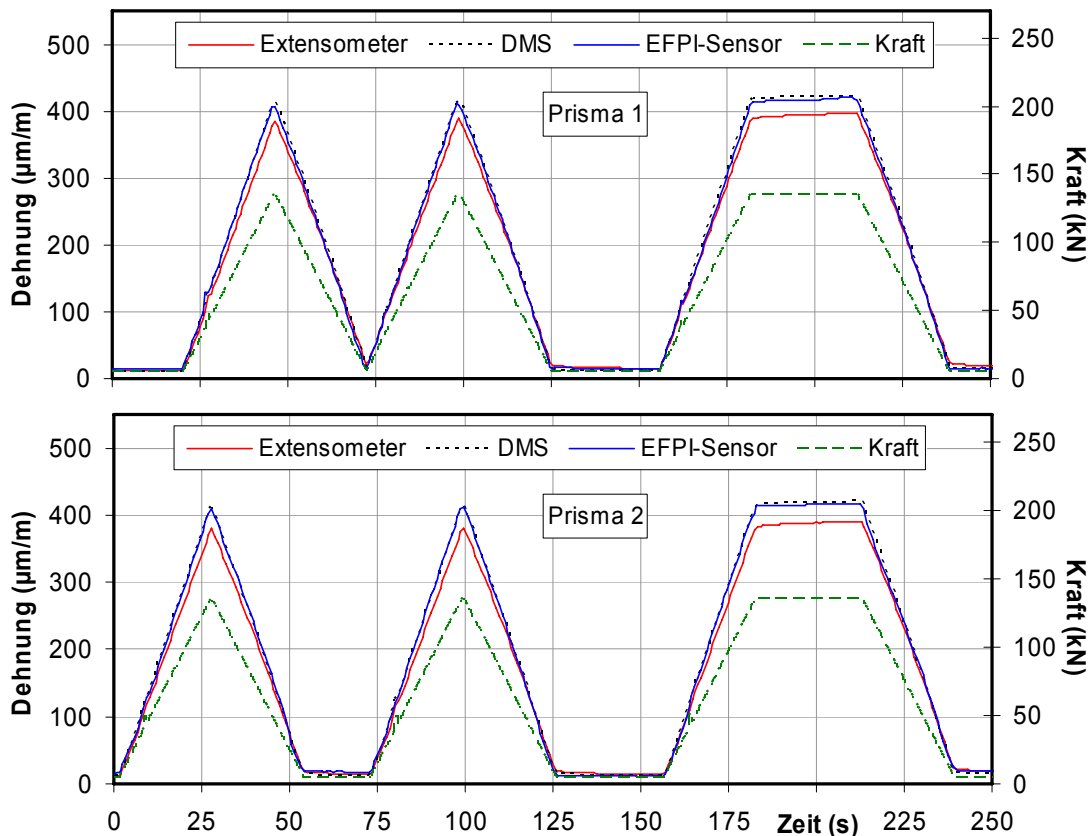


Bild 4.26: Dehnungsverläufe von DMS, EFPI-Sensor und Extensometer bei quasi-statischer Belastung von Betonprobekörpern im Bereich von 5 kN bis 135 kN.

Es konnte eine gute Übereinstimmung zwischen EFPI-Sensoren und DMS festgestellt werden. Dies gilt sowohl für den direkten Vergleich der beiden dargestellten, nach Bild 4.18 b) bei 0° orientierten, Sensoren als auch für deren Mittelwerte. Die Abweichungen zwischen diesen beiden Sensoren sind  $< 1\%$ . Das Ergebnis zeigt zunächst, dass axiale Lage der Aufnehmer und zentrische Belastung gegeben waren. Die gute Übereinstimmung der Messwerte verdeutlicht darüber hinaus die Notwendigkeit der vorab ermittelten Dehnungsübertragungsfaktoren (Kap. 4.4.3.1), die hier berücksichtigt wurden.

Weiterhin sind in Bild 4.26 Abweichungen zwischen den im Innern und den an der Oberfläche gemessenen Dehnungen zu erkennen. Die vom eingebetteten Aufnehmer erfasste Dehnung ist im Bereich der Prüflast ca. 5,5 % für Prisma 1 und ca. 7 % für Prisma 2 höher als die Dehnung an der Oberfläche. Diese Differenzen können verschiedene Ursachen haben. Eine Ursache kann die Streuung der Eigenschaften der Betonzuschlagstoffe sein, da die Messwerte an verschiedenen Stellen erfasst wurden. Andere Ursachen können die unterschiedliche Messlänge der beiden Sensorarten sowie Unsicherheiten bei der Haftung der Extensometer durch die nur sehr geringe Kontaktfläche zum Beton sein. Ob die höheren inneren Dehnungen durch eine Rückwirkung der eingebetteten Aufnehmer auf die Probekörper begründet sind, wird im Folgenden betrachtet.

Während der Lastkonstanthaltung (Zyklus 3 in Bild 4.26) zeigen alle Sensoren bei beiden Prismen einen Dehnungszuwachs, der durch Kriechen des Betons verursacht ist (Tabelle 4.8). Die Werte der DMS und EFPI-Sensoren im Innern liegen in der gleichen Größenordnung. Die Verformungen an der Oberfläche sind im Vergleich dazu größer. Der Unterschied kann durch den eingebetteten Aufnehmer begründet sein, der bei Lastkonstanz eine Behinderung der Verfor-

mungszunahme des Betons im Innern bewirkt. Dieses Verhalten lässt, wenn auch nur geringfügig, eine Versteifung des Probekörpers durch den Aufnehmer im Messabschnitt vermuten. Um dieses Ergebnis weitergehend zu bewerten, wird das in Bild 4.27 a) dargestellte Spannungs-Dehnungsverhalten der beiden Probekörper dem der Referenzprismen während der Belastung bis zum Bruch gegenübergestellt.

Tabelle 4.8: Verformungszuwachs durch Kriechen des Betons während Lastkonstanz bei 135 kN.

	Extensometer ( $\mu\text{m/m}$ )	DMS ( $\mu\text{m/m}$ )	EFPI-Sensor ( $\mu\text{m/m}$ )
Probe 1	4,9	3,0	3,0
Probe 2	5,6	3,8	2,9

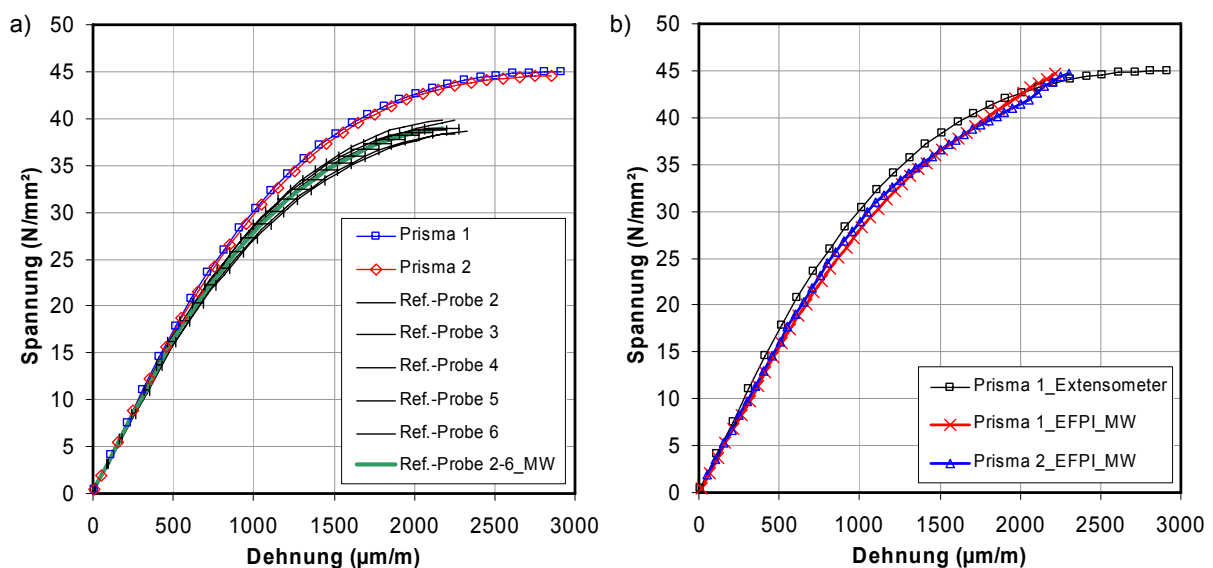


Bild 4.27: Spannungs-Dehnungsverhalten bei Belastung bis zum Bruch:  
 a) Vergleich der Dehnung an der Oberfläche (Extensometer) zwischen Referenzprobekörpern und Prismen mit eingebettetem Aufnehmer,  
 b) im Vergleich dazu die inneren Dehnungen, erfasst durch die EFPI-Sensoren.

Auf der Abszisse ist die an der Oberfläche gemessene Dehnung der Extensometer aufgetragen. Die Werte der Referenzprismen streuen um  $\pm 4,5 \%$  um deren Mittelwert. Die mittlere Bruchdehnung beträgt 2.270  $\mu\text{m/m}$  bei einer Spannung von ca. 40  $\text{N/mm}^2$ . Die Prismen 1 und 2 weisen dagegen ein steiferes Verhalten auf. Der E-Modul beträgt 34.590  $\text{N/mm}^2$  für Prisma 1 und 33.970  $\text{N/mm}^2$  für Prisma 2 und liegt damit über dem Wert der Referenzprismen (vgl. Tabelle 4.7). Die Abweichungen der Dehnungen an der Oberfläche betragen  $\leq 5 \%$  zum Mittelwert der Referenzprismen bis zu einer Druckspannung von ca. 20  $\text{N/mm}^2$ . Bis zu dieser Beanspruchung weisen die Messwertverläufe ein näherungsweise lineares Verhalten auf. Ab diesem Wert treten zunehmend bleibende Verformungen auf. Ab einer Druckspannung von  $\geq 35 \text{ N/mm}^2$  betragen die Dehnungsabweichungen zwischen den Prismen mit und ohne eingebetteten Aufnehmer  $> 15 \%$ . Der Anstieg dieser Abweichungen wird bei steigender Beanspruchung zunehmend durch Rissbildung im Beton verursacht. Die Bruchdehnung der Prismen mit eingebettetem Aufnehmer beträgt 2.880  $\mu\text{m/m}$  bei einer Spannung von 44,8  $\text{N/mm}^2$ .

In Bild 4.27 b) ist die Dehnung an der Oberfläche und die von den EFPI-Sensoren erfasste innere Dehnung von Prisma 1 und zusätzlich die EFPI-Werte von Prisma 2 dargestellt (Mittelwerte). Anhand dieser Verläufe können die Ergebnisse der vorab bis 135 kN durchgeführten Belastungszyklen (Bild 4.26) auch für größere Belastungen bestätigt werden. Erst ab ca. 35 N/mm<sup>2</sup> ist eine Änderung im Verlauf der EFPI-Werte zu erkennen. Durch Rissbildung entstehende größere Betonverformungen werden vom Aufnehmer nicht mehr zuverlässig erfasst. Die versteifende Rückwirkung durch die Aufnehmer ist damit auch bei den Belastungen bis zum Bruch festzustellen, wobei die Verformungsbehinderung mit steigender Belastung zunimmt.

Angaben aus der Literatur stimmen mit den hier beschriebenen Ergebnissen prinzipiell überein. Die von ROHRBACH (1960) vorgestellten Messergebnisse wiesen 10 % bis 16 % größere Dehnungen in Probekörpermitte im Vergleich zur mittleren Dehnung auf. Die Ergebnisse von LOH (1952) zeigen Abweichungen von im Mittel 13 % und sind damit vergleichbar mit denen von ROHRBACH. Die mit dem in dieser Arbeit beschriebenen Aufnehmer ermittelten Dehnungen sind bis etwa zur halben Bruchbelastung um 5,5 % bis 7 % größer, als die an der Oberfläche gemessenen Werte und damit geringer als von ROHRBACH und LOH angegebene Werte. Erst bei höheren Belastungen werden diese erreicht und überschritten.

#### **4.4.4.3 Dynamische Beanspruchung**

Die Erfassung der Wellenausbreitung im Beton durch den Messwertaufnehmer wurde an den in Kap. 4.4.4.1 beschriebenen Probekörpern durch Stoßbelastung mit Handhammer (Stahl) und Stahlkugeln untersucht. Die Prismen wurden in horizontaler Lage geprüft und waren auf einer weichen Kunststoffschicht gelagert, um Einflüsse aus der Auflagerung zu minimieren. Die Kugeln waren an einem Pendel befestigt, über dessen Auslenkung näherungsweise reproduzierbare Impulse erzeugt wurden.

Die Anregung ist der beim Low-Strain-Verfahren ähnlich (Kap. 2.4.2). Die Wellenausbreitung im Prisma unterscheidet sich jedoch von der im Pfahl aufgrund der unterschiedlichen Geometrie. Im Prisma bilden sich die in Kap. 2.3.2 beschriebenen Raumwellen (Kompressions- und Scherwelle) sowie Oberflächenwellen aus. Aufgrund der im Vergleich zur Wellenlänge geringen Länge der Prismen und der geringen Schlankheit (Verhältnis von Länge zum äquivalenten Durchmesser) ist die Entstehung der im Pfahl auftretenden Wellenausbreitung nicht zu erwarten.

Bei der Ausbreitung von Kompressionswellen in Längsrichtung, stellt sich aufgrund der an den Stirnflächen der Prismen entstehenden Vielfachreflexionen ein Schwingungsvorgang ein, der durch weitere Einflüsse überlagert und vom Aufnehmer in Prismenmitte erfasst wird. Diese Einflüsse bestehen aus der Reflexion der Raumwellen an Grenzflächen und der damit verbundenen Entstehung der jeweils anderen Raumwellenart (Kap. 2.3) sowie zusätzlich aus Biegunswellen im Fall nicht-zentrischer Stoßbelastung. Diese Wellenausbreitungsvorgänge führen dazu, dass die Messwertverläufe im Zeitbereich nur schwierig interpretierbar sind und nach dem ersten Wellendurchgang keine zuverlässigen Aussagen ermöglichen. Typische Signalverläufe im Zeitbereich sind in Bild 4.28 a) für die Anregung mit Handhammer und in Bild 4.28 b) mit Stahlkugel für die DMS und EFPI-Sensoren gezeigt.

Während des ersten Wellendurchlaufs stimmen die Dehnungsbeträge noch gut überein. Im weiteren Verlauf sind jedoch Abweichungen der Amplituden beider Sensoren zu erkennen, die aufgrund der beschriebenen Wellenausbreitungsvorgänge nicht weitergehend bewertet werden.

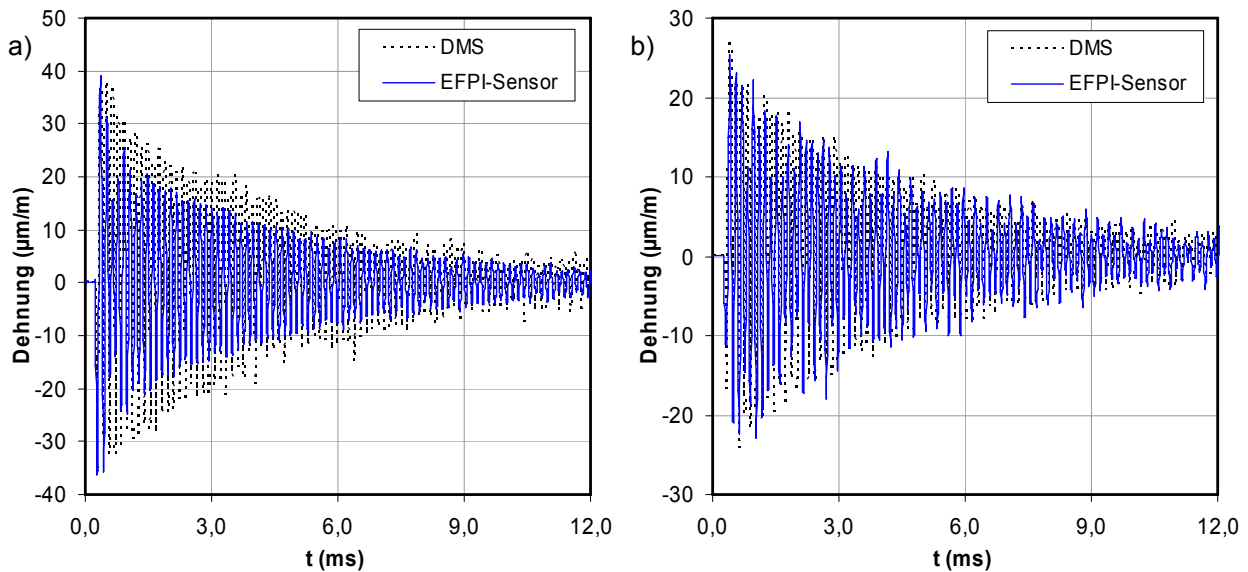


Bild 4.28: Messergebnisse von EFPI-Sensor und DMS im Zeitbereich, Stoßbelastung der Betonprobekörper durch a) Stahlhammer und b) Stahlkugel ( $\varnothing$  25 mm).

Die Auswertung der Messungen wird deshalb im Frequenzbereich vorgenommen. Dafür werden die Messwerte im Zeitbereich mit einer diskreten Transformation (FFT – schnelle Fourier Transformation) in den Frequenzbereich übertragen und daraus die enthaltenen periodischen Wellenanteile bestimmt. Diese werden in einem Frequenzspektrum dargestellt und können somit hinsichtlich deren Entstehung bewertet werden. Eine ausführliche Beschreibung der FFT sowie deren Anwendungsmöglichkeiten wurden z. B. von BRIGHAM (1997) gegeben.

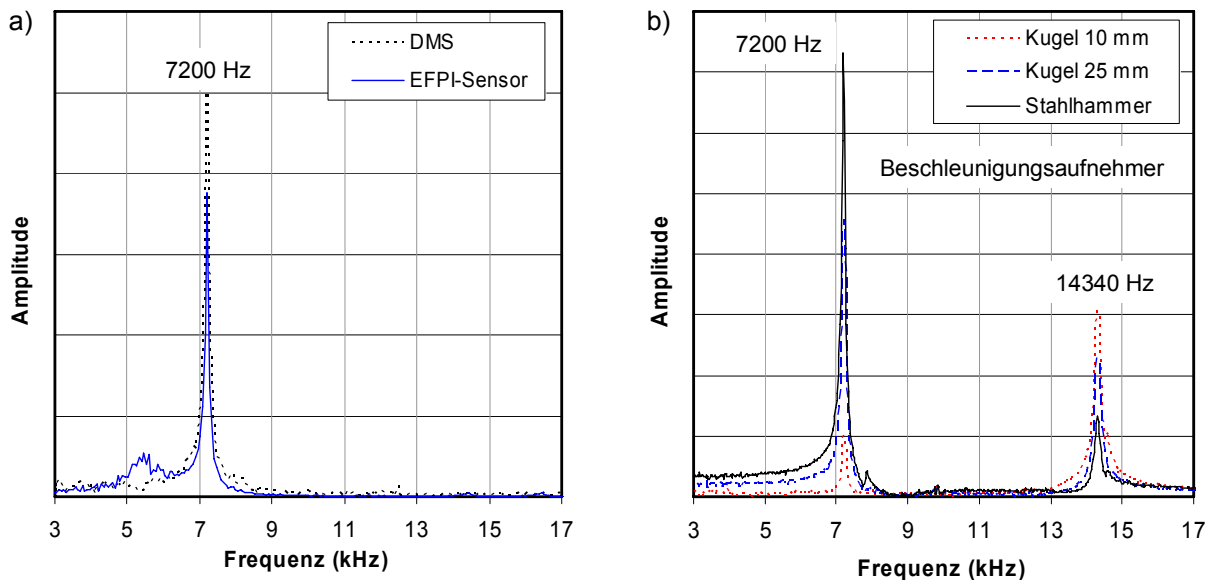


Bild 4.29: a) Ergebnisse des EFPI-Sensors und DMS im Frequenzbereich bei Anregung mit Stahlhammer, b) Ergebnisse des Beschleunigungsaufnehmers im Frequenzbereich bei Anregung mit Stahlhammer und Stahlkugeln ( $\varnothing$  10 mm, 25 mm).

In Bild 4.29 a) sind für eine Anregung mit Handhammer repräsentative Frequenzspektren der Dehnungs-Zeitverläufe beider Sensoren gegenübergestellt. Bild 4.29 b) zeigt im Vergleich dazu

die Spektren der Geschwindigkeits-Zeitverläufe (Beschleunigungsaufnehmer) für unterschiedliche Anregungen.

Bei dem verwendeten FFT-Algorithmus sind die Größen der periodischen Anteile nicht direkt als Amplituden interpretierbar (FAMOS-Bedienerhandbuch) und deshalb ohne Größen und Einheiten dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der maßgebliche im Signal enthaltene Wellenanteil eine Frequenz von 7.200 Hz aufweist und von allen Sensoren sehr deutlich erfasst wird. Diese Frequenz wird als 1. Eigenfrequenz des Schwingungsvorgangs interpretiert, der durch die Vielfachreflexionen an den Stirnflächen von sich in Längsrichtung ausbreitenden Wellen entsteht.

Nach NATKE (1989) berechnen sich die Eigenfrequenzen  $f_k$  für einen beidseitig frei gelagerten Stab endlicher Länge zu

$$f_k = \frac{\omega_k}{2\pi} = k \frac{c}{2l} \quad k=1, 2, \dots, \quad (4.17)$$

mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit  $c$  und der Eigenkreisfrequenz  $\omega_k$ , die mit Gl. (2.19) gegeben ist. Mit der ermittelten Frequenz von 7.200 Hz ergibt sich aus Gl. (4.17) für  $k = 1$  eine Wellengeschwindigkeit von

$$c = 2l \cdot f_k = 2 \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 7.200 \text{ Hz} = 4.320 \text{ m/s}.$$

Für die Geschwindigkeit einer Dehnwelle ist dieser Wert bei der gegebenen Betonfestigkeitsklasse von C35/45 zu hoch, sodass dieser der Kompressionswelle zugeordnet werden kann. Zur Kontrolle der Plausibilität dieser Interpretation erfolgt eine Rückrechnung auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Dehnwellen, die sich bei gleichen Materialeigenschaften, aber größerer Schlankheit einstellen würden. Das Ergebnis wird mit den in Tabelle 2.2 (Kap. 2.4.3) gegebenen Erfahrungswerten verglichen.

Mit der Annahme einer dynamischen Querdehnzahl von  $\nu = 0,2$  für Beton folgt nach Umstellung der Gl. (2.7) der dynamische E-Modul  $E_{\text{dyn}}$  für den verwendeten Beton

$$c_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \Rightarrow E_{\text{dyn}} = c_p^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} = \left(4.320 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 \cdot 2.280 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 10^{-6} \cdot 0,9 = 38.295 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}.$$

Mit Gl. (2.15) und  $E_{\text{dyn}}$  erhält man damit die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Dehnwelle

$$c_D = \sqrt{\frac{E_{\text{dyn}}}{\rho}} = c_D = \sqrt{\frac{38.295 \text{ N/mm}^2}{2.280 \text{ kg/m}^3} \cdot 10^6} = 4.098 \frac{\text{m}}{\text{s}}.$$

Dieser Wert liegt für die gegebene Festigkeitsklasse nach Tabelle 2.2 im Bereich der Erfahrungswerte nach KIRSCH ET AL. (2003).

In den Frequenzspektren der Geschwindigkeitsverläufe in Bild 4.29 b) ist eine weitere Frequenz zu erkennen, die im Spektrum der Dehnungsverläufe der EFPI-Sensoren und der DMS nicht enthalten ist. Diese ist durch die unterschiedliche Messgröße und deren Vorzeichenwechsel bei Reflexionen an Grenzflächen bedingt. Für Dehnung und Geschwindigkeit ist der periodische Verlauf der Wellenausbreitung verschieden, was anhand der schematischen Darstellung in Bild 2.8 anschaulich wird. Die durch den Stoß erzeugte Druckwelle (Geschwindigkeit und Dehnung haben gleiches Vorzeichen) wird als Zugwelle (Geschwindigkeit und Dehnung haben unterschiedliche Vorzeichen) am freien Ende des Prismas reflektiert. Dort entsteht wieder eine reflektierte Druckwelle. Der Geschwindigkeitsverlauf  $v(t)$  weist nur positive Werte auf, während im Dehnungsverlauf positive und negative Auslenkungen periodisch wechseln. Die Zeit für die in Prismenmitte bestimmte Dehnungsperiode ist deshalb doppelt so groß, wie die einer Geschwindigkeitsperiode. Die Frequenzanalyse liefert dadurch für die Geschwindigkeitsverläufe

einen Wert im Spektrum, der dem Zweifachen der Frequenz der Dehnungsverläufe entspricht. Der ermittelte Wert von 14.340 Hz weicht davon nur geringfügig ab, was durch die verschobene Lage des Beschleunigungssensors im Innern des Aufnehmers erklärbar ist.

Dieser Wellenausbreitungsvorgang in Längsrichtung kann sich jedoch nur bei zeitlich sehr kurzen Impulsen ausbilden. Je größer die Impulsdauer wird (bei steigendem Kugeldurchmesser und Handhämmern), desto mehr geht die Wellenausbreitung in den beschriebenen Schwingungsvorgang über. Dies ist anhand der Amplitudenabnahme in Bild 4.29 b) bei der Frequenz von 14.340 Hz sowie der Amplitudenzunahme bei 7.200 Hz für die Kugelgröße von 10 mm, 25 mm und den Handhammer aus Stahl deutlich zu erkennen. Bei noch größeren Impulsdauern, die z. B. durch einen Impuls mittels Kunststoffhammer entstehen, würde die Frequenz von 14.340 Hz auch im Spektrum des Geschwindigkeitsverlaufs nicht mehr enthalten sein.

Die vorgestellten Untersuchungen zeigen, dass die an kleinmaßstäblichen Betonprobekörpern erwartete Wellenausbreitung bei Anregungen, die vergleichbar mit denen des Low-Strain-Verfahrens zur Pfahlintegritätsprüfung sind, mit den eingebetteten Aufnehmern erfasst werden können. Damit ist die Eignung des entwickelten Messwertaufnehmers im Laborversuch nachgewiesen. Weitergehende Untersuchungen zur Wellenausbreitung sind im folgenden Kapitel anhand von Modellpfahlmessungen beschrieben.

## 5 Modellpfahlversuche

### 5.1 Ziele und Modelltheorie

Pfahlverformungen sind von Geometrie- und Materialeigenschaften, Art und Größe der Belastung und von Interaktionen mit dem Baugrund abhängig. Diese Interaktionen, insbesondere Mantel- und Spitzenwiderstand, sind in Abhängigkeit von Pfahlsystem, Herstellungsverfahren und Baugrundaufbau zeitlich veränderlich und sollen zuverlässig aus Messwerten abgeleitet werden. In diesem Kapitel werden Modellversuche vorgestellt, durch die die Eignung des entwickelten Messwertaufnehmers zur Erfassung der Pfahlverformungen untersucht wurde. Bei den Untersuchungen stand die Erfassung der Wellenausbreitung mit den faseroptischen Sensoren im Vordergrund. Ein Schwerpunkt lag auf der Erfassung der Wellenausbreitung bei nur sehr geringen Verformungen. Die Ergebnisse wurden unter Berücksichtigung der Randbedingungen des Modellversuchs hinsichtlich deren Aussagemöglichkeit zum Tragverhalten, zur Verteilung von Mantel- und Spitzenwiderstand und zur Bestimmung von Diskontinuitäten im Pfahl bewertet. Zum Vergleich und zur Validierung der faseroptischen Sensoren wurden die Ergebnisse von den am Aufnehmer angebrachten DMS und Beschleunigungssensoren herangezogen. Zusätzlich wurden die Ergebnisse der herkömmlichen Sensorik der jeweiligen Pfahlprüfverfahren (Kap. 2) in den Vergleich einbezogen.

Bei Modellpfahlversuchen wird im Allgemeinen das Zusammenwirken von Pfahl und Boden um einen Maßstabsfaktor verkleinert abgebildet. Derartige physikalische Modelle bieten die Möglichkeit, den Einfluss unterschiedlicher Parameter auf die zu untersuchende Größe zu ermitteln (BÖCKMANN, 1984) sowie Anregungen für theoretische Konzepte zu geben (WALZ, 2006). Eigenschaften kleinmaßstäblicher Modellversuche im natürlichen Schwerfeld der Erde (1g-Versuche) können nach BALTHAUS (1986) und WALZ (2006) wie folgt zusammengefasst werden:

- Es herrschen kontrollier- und beeinflussbare Bedingungen.
- Es können geeignete Modellböden mit bekannten Eigenschaften ausgewählt werden.
- Die Durchführung ist im Vergleich zu Großversuchen relativ schnell und kostengünstig.
- Die Versuche sind von äußeren Umgebungsbedingungen unbeeinflusst.
- Eine maßstabsgetreue Abbildung realer Verhältnisse, insbesondere der Korngröße des Bodens, ist oft schwierig oder nicht ausreichend möglich.
- 1g-Modellversuche weisen aufgrund des geringen Spannungsniveaus Modellfehler auf.
- Die vollständige Ähnlichkeit von Modell und Realität ist im Allgemeinen nicht erreichbar.

Bei der Verwendung von Böden können Modellversuche nach PREGL (1998) zur

- Demonstration und qualitativen Veranschaulichung grundsätzlicher Vorgänge,
- Ermittlung von Verformungs-, Spannungs- und Bruchmechanismen mit im Allgemeinen qualitativen Ergebnissen und
- Übertragung der Ergebnisse auf die Realität durch quantitative Aussagen für den Prototyp

dienen. Eine vollständige Übertragbarkeit der Ergebnisse vom Modell auf die Realität erfordert geometrische, kinematische und dynamische Ähnlichkeit (OUMERACI, 1994). In der Geotechnik wird dies nur bei besonderen Randbedingungen und Versuchseinrichtungen, z. B. bei Versuchen mit geotechnischen Zentrifugen, erreicht (WALZ, 1982). Geometrische Ähnlichkeit besteht bei konstanten dimensionslosen Verhältnissen zwischen Abmessungen in Realität und Modell. Kinematische Ähnlichkeit erfordert konstante Verhältnisse von zeitlichen Abläufen auf geometrisch ähnlichen Strecken, d. h. Bewegungen müssen ähnlich ablaufen. Dynamische Ähnlichkeit



beschreibt das Verhältnis von Kräften. Die Übertragung von Ergebnissen erfolgt im Allgemeinen durch Modellgesetze, woraus sich Modellierungsregeln und Anforderungen an das zu verwendende Modell ergeben (Ähnlichkeitskriterien zwischen Realität und Modell). Weiterführende Hinweise zur Modelltheorie und Beschreibungen von Modellgesetzen können z. B. OUMERACI (1994), WALZ (1982, 2006) und MÜLLER (1971) entnommen werden.

In der Literatur beschriebene Modellversuche mit Pfählen beziehen sich zum Großteil auf die maßstäbliche Verkleinerung von geometrischen Größen (z. B. PLASSMANN, 2002). In einigen Quellen wird auch von der Anpassung des Elastizitätsmoduls berichtet (z. B. MOORMANN, 2003). Die quantitative Übertragung der Ergebnisse der Modellversuche in die Realität ist nicht Ziel dieser Arbeit. Es werden vielmehr grundsätzliche Phänomene der Wellenausbreitung entlang des Pfahlschafts mit den eingebetteten faseroptischen Sensoren betrachtet. Die durchgeführten Modellversuche können deshalb in die zweite von PREGL (1998) gegebene Kategorie, der qualitativen Ermittlung von Mechanismen, eingeordnet werden.

Die Modellpfahlgeometrie (Kap. 5.2.2) und die Abstände zur Versuchsumrandung erfüllen die Anforderungen für geometrische Ähnlichkeit. Nach GUDEHUS (1980) ist die Spannungsdifferenz zwischen Modell und Realität bei nicht-bindigen Böden bis ca.  $1.000 \text{ kN/m}^2$  vernachlässigbar, sodass die geometrische Ähnlichkeit bezüglich der Korngröße des Bodens in diesem Spannungsbereich verletzt werden kann. Es wird von der Selbstähnlichkeit des nicht-bindigen Bodens gesprochen (NENDZA, 2007).

Die Festigkeitseigenschaften des verwendeten Pfahlbetons entsprechen näherungsweise denen von Fertigpfählen in-situ, um eine realitätsnahe Dehnungsübertragung auf die eingebetteten Messwertaufnehmer untersuchen zu können. Die materialabhängige Wellengeschwindigkeit ist dadurch in Modell und Realität gleich. Die Größe des Betonzuschlags und die Messlänge der Aufnehmer sind an die Modellgeometrie angepasst.

## **5.2 Versuchseinrichtung**

### **5.2.1 Versuchsstand**

In der Literatur sind zahlreiche Arten von Versuchsständen beschrieben. Es wird von Untersuchungen an Modellpfählen in Schächten, Containern, Druckzellen und geotechnischen Zentrifugen berichtet. Im Rahmen dieser Arbeit wurde aus Literaturangaben zunächst ein allgemeiner Leitfaden für die Auswahl eines Versuchsstands zusammengestellt (SCHINDLER, 2004). Für die verfolgten Ziele ergab sich, dass die Verwendung eines Schachts ausreichend ist.

Der verwendete Versuchsstand am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) besteht aus zwei zylindrischen Betonschächten (Bild 5.1). Ein Schacht dient als Versuchsschacht und der zweite als Lager für den Modellboden. Die Schächte haben eine Höhe von 3,0 m, einen Innendurchmesser von 1,2 m und eine Wandstärke von 0,1 m. Die Arbeitsebene befindet sich ca. 0,5 m unter Schachtoberkante. Der Transport von Geräten und Modellpfählen erfolgt mit einer Kranbahn. Mit einer Feststoffpumpe wird ein Gemisch aus Sand und Wasser über einen Einlauftrichter von einem Schacht in den anderen gefördert. Am Boden der Schächte sind eine Drainageschicht aus Kies, ein Geotextil, ein Gitterrost und eine Entwässerungsöffnung angeordnet. Dadurch und mit Hilfe eines Piezometerrohrs außen am Schacht ist der Versuchsstand kontrolliert be- und entwässerbar. Einflüsse der Schachtränder auf die Messungen wurden konstruktiv durch eine dämpfende Schicht aus Polyurethanmatten auf der Innenseite der Schächte verringert.

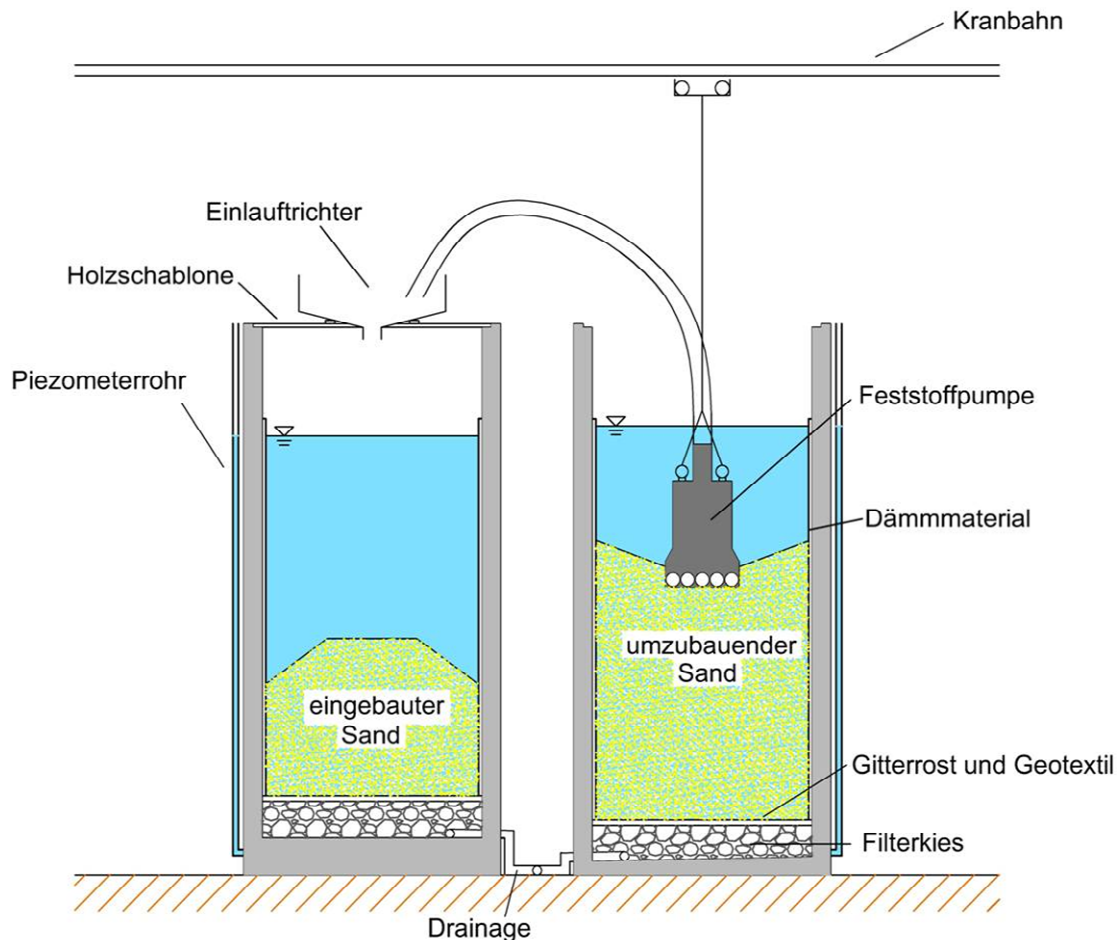


Bild 5.1: Versuchsstand am IGB-TUBS zur Durchführung der Modellpfehlversuche.

### 5.2.2 Modellpfähle

Für die Untersuchungen wurden Fertigpfähle aus Stahlbeton der Fa. Centrum Pfähle GmbH verwendet. Die Pfahlänge  $l$  beträgt 2,3 m, die Querschnittsabmessungen 16 cm · 16 cm. Der äquivalente Pfahldurchmesser  $d_{eq}$ , bezogen auf einen flächengleichen Kreisquerschnitt, beträgt 18,1 cm. Daraus ergibt sich eine Schlankheit von  $l/d_{eq} = 13$ .

Bei der Dimensionierung der Pfähle wurden folgende Randbedingungen berücksichtigt, die im Weiteren näher erläutert werden:

- ähnliche Verhältnisse von Länge zum Durchmesser  $l/d_{eq}$  in Modell und Realität,
- Einhaltung der für die 1-D Wellenausbreitung geforderten Schlankheit von  $l/d_{eq} \geq 10$ ,
- großer Pfahlquerschnitt im Vergleich zum Querschnitt der Messwertaufnehmer und
- Einhaltung notwendiger Abstände zur Versuchsumrandung.

Bild 5.2 zeigt die typische Geometrie von Ramm- und Bohrpfehlen. Es sind ca. 150 Pfehle dargestellt, die mit unterschiedlicher Messtechnik für Großversuche (Maßstab 1:1) instrumentiert und in der Literatur beschrieben wurden.

In der Realität können ungekuppelte Fertigpfähle aus Stahlbeton Querschnittsabmessungen von bis zu 45 cm · 45 cm ( $d_{eq} = 50,8$  cm) und Längen von 6 m bis 18 m aufweisen. Mit Kuppelungselementen kann die Länge vergrößert werden ([WWW.CENTRUMPAELE.DK](http://WWW.CENTRUMPAELE.DK)). Für kleine in der Realität vorkommende Pfahllängen von 6 m bis 8 m ergeben sich folgende  $l/d_{eq}$ -Verhältnisse:

- $l/d_{eq} = 12 - 16$  für  $d_{eq} = 50,8 \text{ cm}$  (45 cm · 45 cm Querschnitt),
- $l/d_{eq} = 13 - 18$  für  $d_{eq} = 45,1 \text{ cm}$  (40 cm · 40 cm Querschnitt),
- $l/d_{eq} = 15 - 20$  für  $d_{eq} = 39,5 \text{ cm}$  (35 cm · 35 cm Querschnitt).

Für Bohrpfähle, deren Durchmesser oft größer als der von Rammpfählen ist, ergibt sich eine Schlankheit von 13 bei z. B.  $d = 90 \text{ cm}$  und  $l = 12 \text{ m}$ , was nach Bild 5.2 Verhältnissen in der Realität entspricht.

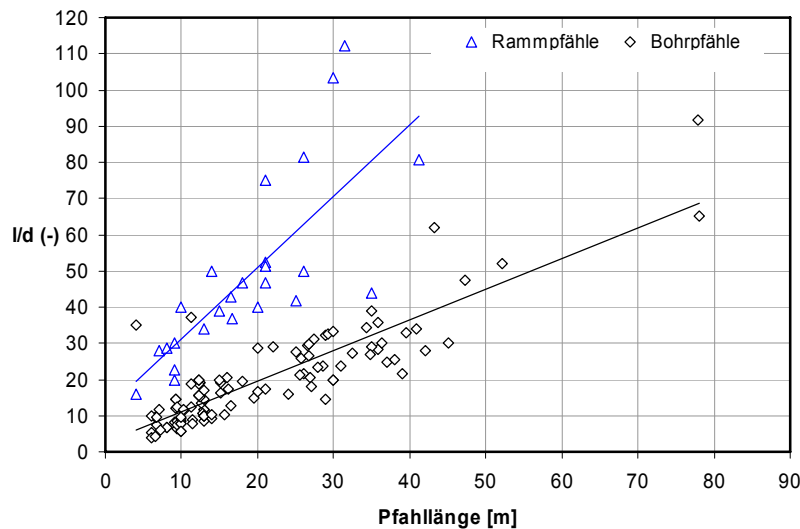


Bild 5.2: Typische  $l/d$ -Verhältnisse von Ramm- und Bohrpfählen: ca. 150 für Großversuche instrumentierte Pfähle (aus SCHINDLER, 2004).

Mit der Geometrie der Modellpfähle ergibt sich ein Maßstabsfaktor von 2,5 für Fertigpfähle aus Stahlbeton mit 6 m Länge und Querschnittsabmessungen von 40 cm · 40 cm sowie von 5 für Bohrpfähle mit den angegebenen beispielhaften Abmessungen.

Die Querschnittsabmessungen der Modellpfähle wurden so groß gewählt, dass ein Mindestabstand zu den Umrandungen des Versuchsstands gerade eingehalten wird und im Vergleich zum Messwertaufnehmer ein möglichst großer Betonquerschnitt vorhanden ist. Der Abstand zur Umrandung orientiert sich an geforderten Abständen von Testpfählen zu Lasteinleitungspunkten bei Probelastungen in der Realität. Bei Verwendung vertikaler Verankerungen oder Totlasten wird nach DIN EN 1536:1999 ein Abstand von  $\geq 3 \cdot d$  gefordert. Darüber hinaus sollen Wellen, die bei dynamischer Belastung über den Pfahl in den Boden übertragen und an den Rändern des Versuchsstands reflektiert werden, erst zu einem Zeitpunkt wieder am Pfahl durch die Sensoren registriert werden, zu dem mehrere Wellendurchläufe im Pfahl stattgefunden haben. Die rechnerische Wellengeschwindigkeit  $c_D$  im Modellpfahl beträgt 4.424 m/s (Kap. 5.3.1). Für nicht gesättigte Böden (Lockergestein) kann nach KLEIN (2001) eine mittlere Geschwindigkeit der Kompressionswellen, die im Modellboden durch Transmission der Dehnwelle am Pfahlfuß entstehen, von ca. 500 m/s angenommen werden. Mit diesen Werten und mit der Festlegung von mindestens fünf unbeeinflussten Wellendurchläufen im Pfahl ergibt sich durch Anwendung von Gl. (2.27) für Pfahl und Boden der Mindestabstand  $a$  des Pfahlfußes zum Schachtboden von

$$\frac{2 \cdot a}{c_{P, \text{Boden}}} \geq \frac{5 \cdot l_{\text{Pfahl}}}{c_{D, \text{Pfahl}}} \Rightarrow a \geq \frac{5 \cdot l_{\text{Pfahl}} \cdot c_{P, \text{Boden}}}{2 \cdot c_{D, \text{Pfahl}}} = \frac{5 \cdot 2,3 \text{ m} \cdot 500 \text{ m/s}}{2 \cdot 4.424 \text{ m/s}} = 0,65 \text{ m}.$$

Bei Annahme kleinerer Werte für die Raumwellengeschwindigkeiten von z. B. 190 m/s bis 380 m/s nach BALTHAUS (1986) könnte dieser Abstand verringert werden.

Der Abstand zur seitlichen Umrandung ergibt sich aus der Ausbreitung von Scherwellen, die im Vergleich zur Kompressionswellenausbreitung langsamer abläuft (Kap. 2.3). Dadurch ergeben sich geringere Werte für den erforderlichen seitlichen Abstand. Der vorhandene Abstand beträgt 0,51 m zum Pfahlmantel (ermittelt mit  $d_{eq}$ ), sodass der geforderte 3-fache Pfahldurchmesser ( $3 \cdot d_{eq} = 0,54$  m) näherungsweise eingehalten und als ausreichend angenommen wird.

Insgesamt wurden 3 Pfehle hergestellt. Ein Pfahl (ohne Messinstrumente) diente zur Erprobung eines reproduzierbaren und optimalen Einbaus am Versuchsstand. Die beiden anderen Modellpfehle wurden mit je drei Messwertaufnehmern (Kap. 4.4.2) instrumentiert. Diese sind zentrisch im Querschnitt und über die Länge im Abstand von ca.  $\frac{1}{4} \cdot l$  angeordnet.

Modellpfahl 1 wurde zusätzlich mit einer Fußkraftmessdose (Modell Glötzl, Typ KLP DK) ausgestattet. Dadurch wurde eine Differenzierung des Gesamtwiderstands in Spitzen- und Mantelwiderstand bei statischer Belastung erreicht und ein Vergleich mit den aus den eingebetteten Sensoren ermittelten Werten ermöglicht. Modellpfahl 2 wurde durch Einlagen in der Schalung axialsymmetrisch im Querschnitt um 34 % zwischen Messebene ME2 und ME3 geschwächt. Die Länge der Minderung von 30 cm wurde in Anlehnung an die Ergebnisse von PLÄßMANN (2002) so dimensioniert, dass diese mit der Standardinstrumentierung des Low-Strain-Verfahrens (Beschleunigungsmessung am Pfahlkopf) gerade noch quantifizierbar ist. Bild 5.3 zeigt die Abmessungen der Modellpfehle, die Lage der eingebetteten Messwertaufnehmer und die Fußkraftmessdose. Die Aufnehmer wurden am Bewehrungskorb verspannt, sodass keine Lageänderungen beim Betonieren auftraten. Der maschinell gefertigte Bewehrungskorb enthält vier Längseisen ( $\varnothing 12$  mm) und Querbewehrung ( $\varnothing 5$  mm). Der Abstand der Querbewehrung ist im Pfahlkopf- und Pfahlfußbereich mit 5 cm halb so groß wie in Pfahlmitte.

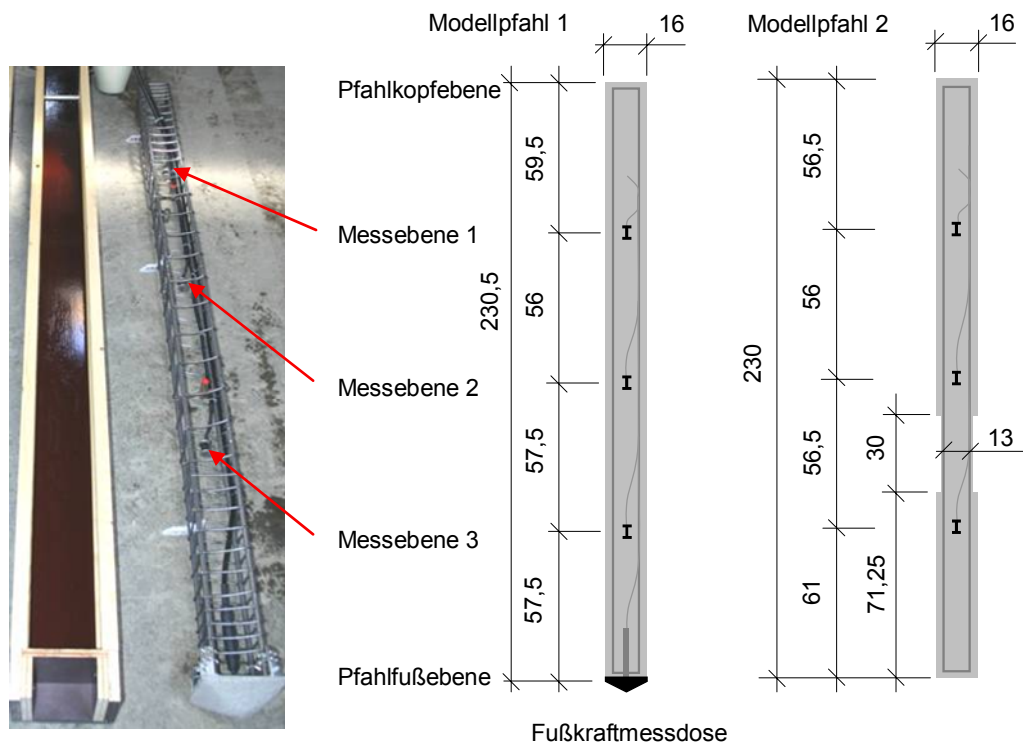


Bild 5.3: Modellpfehle: Abmessungen und Instrumentierung (Maße in cm).

Der Beton von Fertigpfählen in der Realität weist i. d. R. eine Druckfestigkeit der Festigkeitsklasse C50/60 gemäß DIN 1045-1 auf. Der Größtkorndurchmesser des Betonzuschlags der Modellpfähle wurde wegen der Modellgeometrie und einer möglichst geringen Aufnehmergröße zu 4 mm gewählt. Dadurch ergab sich eine geringfügig modifizierte Rezeptur im Vergleich zum Beton von Fertigpfählen in der Realität. Es wurde ein Beton mit einem Zementgehalt von 450 kg/m<sup>3</sup> (CEM II 52,5 R) und einem w/z-Wert von 0,4 verwendet. An je drei Zylinderproben (Ø 10 cm, Höhe 20 cm) wurden nach 1 Tag, 7 Tagen und 29 Tagen die Druckfestigkeiten bestimmt. Der Mittelwert nach 29 Tagen beträgt 66 N/mm<sup>2</sup>. Nach den Konformitätskriterien für die Druckfestigkeit nach DIN EN 206-1:2001 folgt daraus die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von  $f_{ck} = 62 \text{ N/mm}^2$ . Das entspricht der Festigkeitsklasse C60/75. Die Druckfestigkeit des Modellpfahlbetons ist somit geringfügig größer als die für typische Fertigpfähle in der Realität.

Der statische E-Modul ergibt sich nach Gl. (5.1) zu  $E_{cm} = 39.200 \text{ N/mm}^2$  (DIN 1045-1).

$$E_{cm} \left[ \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] = 9500 \left( f_{ck} \left[ \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] + 8 \right)^{1/3} \quad (5.1)$$

An Probezylindern wurde der statische E-Modul zu 41.100 N/mm<sup>2</sup> ermittelt. Nach GROßE (1996) ergibt sich damit ein dynamischer E-Modul von  $E_{dyn} \cong 1,1 \cdot E_{stat} = 45.200 \text{ N/mm}^2$  (Kap. 2.3.1). Daraus folgt die Dehnwellengeschwindigkeit nach Gl. (2.15) und die Pfahlimpedanz nach Gl. (2.24). In Tabelle 5.1 sind die Kennwerte der Modellpfähle zusammengefasst.

Tabelle 5.1: Kennwerte der Modellpfähle.

Parameter	Symbol	Einheit	Modellpfahl 1	Modellpfahl 2
Pfahllänge	$l$	m	2,3	
Kantenlänge (Querschnitt)	$b$	m	0,16	
äquivalenter Pfahldurchmesser	$d_{eq}$	m	0,18	
Umfang	$u$	m	0,64	
Schlankheit	$l/d_{eq}$	-	13	
Querschnittsfläche	$A$	cm <sup>2</sup>	256	256 / 169 *
Pfahlfußfläche	$A_b$	cm <sup>2</sup>	256	
Pfahlmantelfläche gesamt	$A_s$	m <sup>2</sup>	1,47	1,43
Festbetonrohddichte	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	2.310	
Masse	$m$	kg	137,2	131,1
statischer Elastizitätsmodul	$E_{stat}$	N/mm <sup>2</sup>	41.100	
dynamischer Elastizitätsmodul	$E_{dyn}$	N/mm <sup>2</sup>	45.210	
Zylinderdruckfestigkeit	$f_{ck,cyl}$	N/mm <sup>2</sup>	62	
Wellengeschwindigkeit	$c_D = \sqrt{(E_{dyn}/\rho)}$	m/s <sup>2</sup>	4.424	
Pfahlimpedanz	$Z = E_{dyn} \cdot A/c_D$	kNs/m	261,6	

\* im Bereich der Impedanzminderung.

### 5.2.3 Modellboden

Die Versuche wurden im nicht-bindigen Boden (Mittel- und Grobsand, mS + gS, Bodengruppe SE) durchgeführt. Bild 5.4 zeigt die Körnungslinie für den Sand mit den in Tabelle 5.2 angegebenen Eigenschaften. Diese wurden im Rahmen von Verdichtungsversuchen vor Durchführung der Modellpfahlversuche ermittelt und sind ausführlich in NENDZA (2007) beschrieben.

Die Verdichtungsfähigkeit  $I_f$  des Bodens ergibt sich nach RODATZ (1995) mit den Werten aus Tabelle 5.2 zu

$$I_f = \frac{(\max e - \min e)}{\min e} = 0,64. \quad (5.2)$$

Je höher der Wert von  $I_f$  ist, desto besser lässt sich der Boden verdichten, umso größere Dehnungen können im Modellpfahl erzeugt und größere Tragfähigkeiten erreicht werden. Bei diesem Wert von  $I_f$  ist nach NENDZA (2007) eine gute Verdichtungsfähigkeit gegeben.

Tabelle 5.2: Bodenmechanische Eigenschaften des Modellbodens.

Dichte bei lockerster und dichtester Lagerung	min $\rho_d$ / max $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,514 / 1,818
Porenanteil	min n / max n (-)	0,314 / 0,429
Porenzahl	min e / max e (-)	0,458 / 0,750
Ungleichförmigkeitszahl	U (-)	2,3

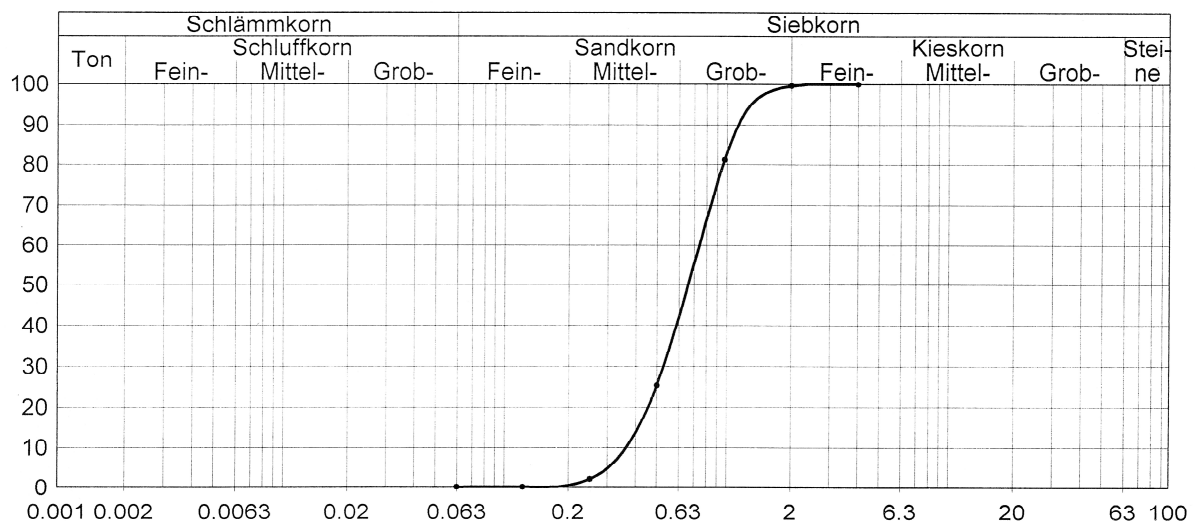


Bild 5.4: Korngrößenverteilung des Modellbodens.

#### 5.2.4 Einbau von Boden und Pfahl im Versuchsstand

Modellboden und -pfähle wurden bei allen Versuchen auf die gleiche Weise reproduzierbar eingebaut. Je Versuchsreihe wurde ein Pfahl zentrisch im Versuchsschacht angeordnet. Das Sand-Wasser-Gemisch wurde lagenweise vom Speicher- in den Versuchsschacht eingespült (Bild 5.1). Zuvor wurde ein ausreichend hoher Wasserstand eingestellt, so dass der Sand langsam absinken konnte. Durch dieses Einspülverfahren ergibt sich eine Lagerungsdichte von ca.  $D = 0,12$  mit Streuungen von  $\leq 3\%$ , was einer sehr lockeren Lagerung entspricht.

Die Pfahlverformungen sollten bei den Untersuchungen zum Tragverhalten für die Randbedingungen des Modellversuchsstands möglichst große Werte annehmen. Dies erforderte einen großen Bodenwiderstand im Pfahlfußbereich, der durch Einspülen und Verdichten einer unteren Lage (1. Schicht) erzeugt wurde. Die Verdichtung erfolgte mit einem Modelltiefenrüttler (NENDZA, 2007) bei maximaler Verdichtungsleistung. Die sich daraus einstellende Schichthöhe betrug  $> 65$  cm, sodass der geforderte Abstand vom Pfahlfuß zum Schachtboden eingehalten wurde.

Im nächsten Schritt wurde ein Modellpfehl zentrisch eingestellt, mit Abstandhaltern in senkrechter Lage gehalten, langsam ein Wasserstand oberhalb der unteren Sandschicht eingestellt und anschließend eine zweite Sandschicht eingespült. Der Wasserüberstand diente dem gleichmäßigen Absinken des Sands in der oberen Schicht und der Verhinderung von Lagerungsänderungen der unteren Schicht. Die Fallhöhe des Bodens wurde beim Einspülen der oberen Schicht mit Hilfe eines Führungsschlauchs näherungsweise konstant gehalten. Die Verdichtung dieser Schicht erfolgte lediglich durch Wasserabsenkung, da in diesem Einbauzustand keine gleichmäßig um den Pfehl verteilte Lagerungsdichte mit dem Rüttler erreichbar war.

Die Reproduzierbarkeit des Einbaus konnte durch Verdichtungskontrollen nachgewiesen werden. Diese wurden mit einer modifizierten leichten Rammsonde (Fallgewicht 2 kg, Fallhöhe 30 cm) in Radien von 20 cm und 40 cm von der Pfehlachse an je vier Stellen pro Radius durchgeführt. Bei der Rammsondierung wird ein Stahlgestänge mit einer Sondierspitze unter definierter Arbeit in den Boden getrieben und die Anzahl der Schläge pro 10 cm Eindringung ( $N_{10}$ ) erfasst. Zur Einhaltung gleicher Sondierabstände je Versuchsreihe wurde eine Schablone an der Oberkante des Schachts verwendet (Bild 5.5).

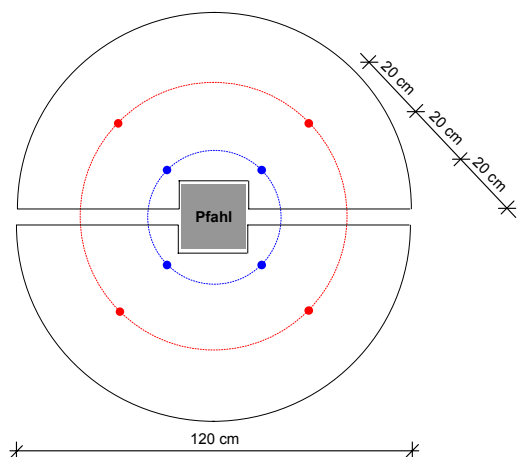


Bild 5.5: Schablone für die Rammsondierungen zur Verdichtungskontrolle am Versuchstand.

Die Sondierungen wurden sowohl für den Zustand des wassergesättigten als auch für den erdfeuchten Zustand durchgeführt. Die Ergebnisse der modifizierten Sonde können nicht mit den in DIN 4094-3:2002 angegebenen Beziehungen für Standardrammsonden in eine Lagerungsdichte überführt werden. NENDZA (2007) stellte deshalb die mit Gl. (5.3) gegebene Kalibrierfunktion auf, die für diese Sonde und den beschriebenen Einbauvorgang den Zusammenhang zwischen Trockendichte  $\rho_d$  und Schlagzahl  $N_{10}$  für den wassergesättigten Zustand beschreibt

$$\rho_d = 0,0526 \cdot \ln(N_{10}) + 1,474. \quad (5.3)$$

Aus der Trockendichte kann mit einer angenommenen Korndichte  $\rho_s$  des Sands von  $2,65 \text{ g/cm}^3$  der Porenanteil  $n$  und mit den Werten nach Tabelle 5.2 für  $\min n$  und  $\max n$  bzw. für  $\min \rho_d$  und  $\max \rho_d$  die Lagerungsdichte nach DIN 18126:1996 bestimmt werden (Gl. 5.4)

$$D = \frac{\max n - n}{\max n - \min n} = \frac{\rho_d - \min \rho_d}{\max \rho_d - \min \rho_d}. \quad (5.4)$$

Aufgrund näherungsweise gleicher Einbaubedingungen im Vergleich zu den Versuchen von NENDZA wurde diese empirische Beziehung zur Abschätzung der Lagerungsdichte mit ausreichender Genauigkeit für den wassergesättigten Zustand übernommen. Bild 5.6 a) zeigt typische Ergebnisse der Verdichtungskontrolle als Mittelwerte verschiedener Versuchsreihen für den wassergesättigten und den entwässerten Zustand. Die Sondierungen wurden aufgrund der er-



reichten hohen Schlagzahlen nicht bis zum Schachtboden durchgeführt. Der Abfall der Schlagzahlen nahe dem Schachtboden ist durch den Rüttleraufbau begründet. Die Streuung der Einzelmessungen um den dargestellten Mittelwert beträgt  $\leq 10\%$ .

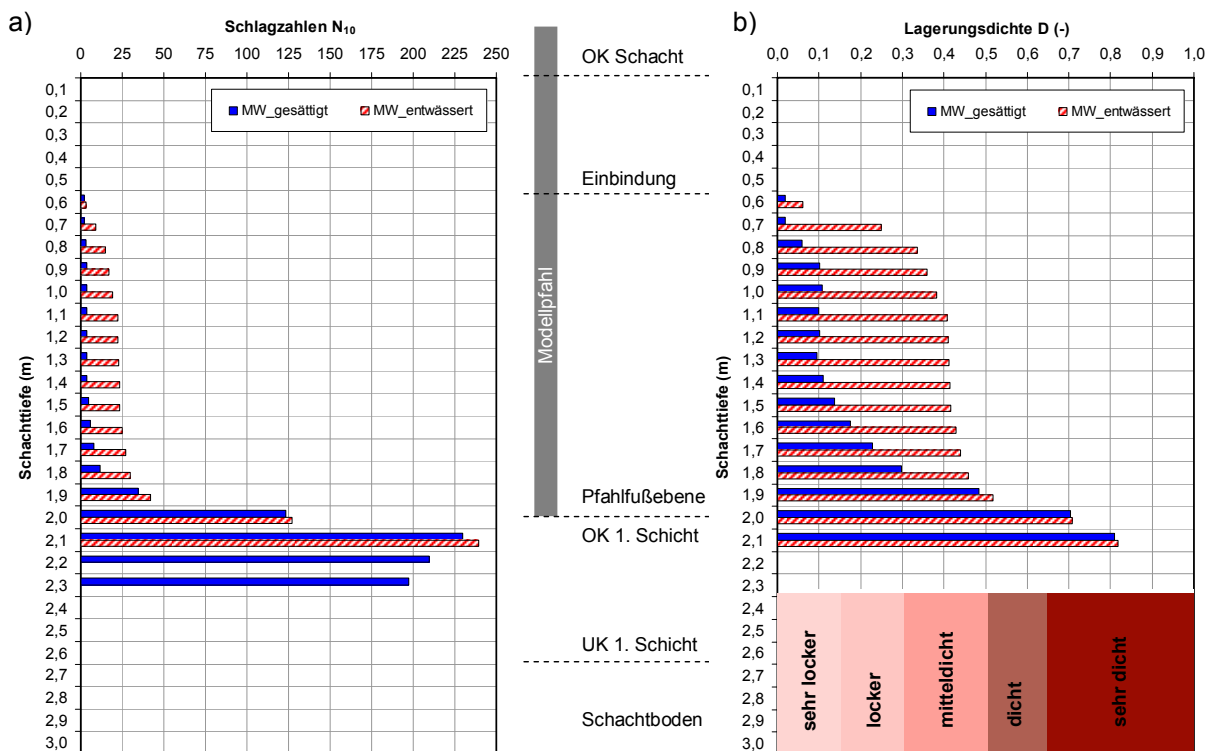


Bild 5.6: a) Mittelwerte (MW) der Rammsondierungen mehrerer Versuchseinbauten für den gesättigten und entwässerten Zustand, b) MW der Lagerungsdichte des Modellsands.

In Bild 5.6 b) sind die Mittelwerte der aus den Schlagzahlen ermittelten Lagerungsdichten und die in RODATZ (1995) angegebenen Bereiche für die Unterteilung der Lagerungsdichte aufgetragen. Mit dem beschriebenen Einbauverfahren wird im Pfahlfußbereich die gewünschte dichte bis sehr dichte Lagerung erreicht.

Für den gesättigten Zustand ergibt sich für die obere Schicht eine sehr lockere bis lockere Lagerung. Die von NENDZA (2007) bestimmte sehr lockere Lagerung ( $D = 0,12$ ) kann damit auch für das Einspülverfahren mit eingebautem Modellpfahl bestätigt werden. Nach Entwässerung stellten sich in dieser Schicht deutlich höhere Schlagzahlen ein. Bei Anwendung der Kalibrierfunktion nach Gl. (5.2) für diesen Zustand (erdfeuchter Sand), wäre von einer mitteldichten Lagerung dieser Schicht auszugehen (Bild 5.6 b). Um den Fehler dieser Übertragung einzuschätzen, wurden zusätzlich in zwei Tiefen der oberen Schicht Dichtebestimmungen im entwässerten Zustand mit dem Ausstechzylinder- und dem Ballonverfahren nach DIN 18125-2:1999 durchgeführt. Das Ausstechzylinderverfahren ergab für Proben mit einem mittleren Wassergehalt von 3,2 % eine Trockendichte von  $\rho_d = 1,625 \text{ g/cm}^3 \pm 2,1 \%$ . Daraus folgt eine Lagerungsdichte von 0,37. Dies bestätigt die Annahme einer mitteldichten Lagerung dieser Schicht. Das Ballonverfahren lieferte kleinere Werte, die auf eine lockere Lagerung schließen lassen. Der Unterschied zwischen beiden Verfahren kann durch mögliche Änderungen des Lagerungszustands während der Versuchsdurchführung im Schacht verursacht sein. Eine Zusammendrückung des Sands beim Ausstechzylinderverfahren kann z. B. zu geringfügig höheren Werten führen. Die Werte nach dem Ballonverfahren streuen mehr als die Ergebnisse des Ausstechzylinderverfahrens.



### 5.2.5 Messtechnik

Die Messwertaufnehmer sind in Kap. 4.4.2 bereits ausführlich beschrieben. Zum Gesamtmesssystem gehören weitere Komponenten, wozu im Wesentlichen eine Lichtquelle, Empfänger, Koppler, Steckverbindungen, Messverstärker, A/D-Wandler sowie ein PC mit entsprechender Software zur Steuerung, Speicherung und Analyse der Daten zählen.

Je Aufnehmer wurden fünf Dehnungssignale von zwei EFPI-Sensoren und drei DMS aufgezeichnet. Bei der Anwendung des Low-Strain-Verfahrens wurde je Aufnehmer und zusätzlich auf der Pfahlkopfoberfläche ein Beschleunigungssignal erfasst, sodass insgesamt 19 Kanäle je Modellpfahl gesteuert wurden. Bei der Anwendung des High-Strain-Verfahrens wurde zu Vergleichszwecken das herkömmliche Messsystem mit zwei Dehnungs- und Beschleunigungssensoren verwendet. Für die Untersuchung zum Tragverhalten bei statischer Belastung wurden die 15 Dehnungssignale und zusätzlich die Werte der Fußkraftmessdose vom Messsystem erfasst. Separat wurden hierbei die eingeleitete Kraft mit einer am Pfahlkopf angeordneten Kraftmessdose und die vertikalen und horizontalen Pfahlkopfverschiebungen mit analogen Wegaufnehmern aufgezeichnet.

Zur Erfassung der Dehnungen der EFPI-Sensoren wurde an der BAM ein modular aufgebautes Mehrkanalmessgerät entwickelt. Jedes Modul enthält vier Kanäle. Das Licht einer Laserquelle (Wellenlänge 1310 nm) wird über einen 1:n-Koppler auf die sechs Kanäle für einen Modellpfahl verteilt, zum Sensor hin und über den gleichen Lichtwellenleiter vom Sensor über einen Y-Koppler zu den Empfangsdioden geführt. Für jeden Kanal ist eine Verstärkung stufenlos manuell einstellbar.

Die Versorgung und Verstärkung der DMS wurde mit miniaturisierten Vollbrücken-Modulen (Fa. Dataforth, Modell SCM5B38) realisiert, die Messungen in einem ausreichend großen Frequenzbereich ermöglichen. Diese und die Versorgung der Fußkraftmessdose wurden für die Modellpfahlmessungen in das Messgerät der faseroptischen Sensoren integriert.

Für die Speisung und Verstärkung der Beschleunigungssensoren (ICP-Aufnehmer mit integriertem Ladungsverstärker) kam ein handelsübliches Mehrkanalmessgerät der Fa. PCB Piezotronics, Inc. zum Einsatz. In einem Frequenzbereich von 0,05 Hz bis 200 kHz können damit Messsignale mit bis zu 100-facher Verstärkung erfasst werden.

Die Realisierung der Datenerfassung für die kontinuierliche Lasteinwirkung bei statischer Belastung und für die kurzzeitige Stoßbelastung durch das Low-Strain- und das High-Strain-Verfahren stellte eine besondere Anforderung an das Messsystem dar. Je nach Belastungsart wurde deshalb an der BAM eine entsprechende Softwareapplikation mit dem Programmsystem TestPoint erstellt. Bild 5.7 zeigt eine Ansicht auf die Messtechnik am Versuchsstand des IGB-TUBS.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden Messungen physikalischer Größen direkt im Modellboden nicht durchgeführt, da der Schwerpunkt auf der Untersuchung der entwickelten, im Pfahl eingebetteten, faseroptischen Sensoren lag.

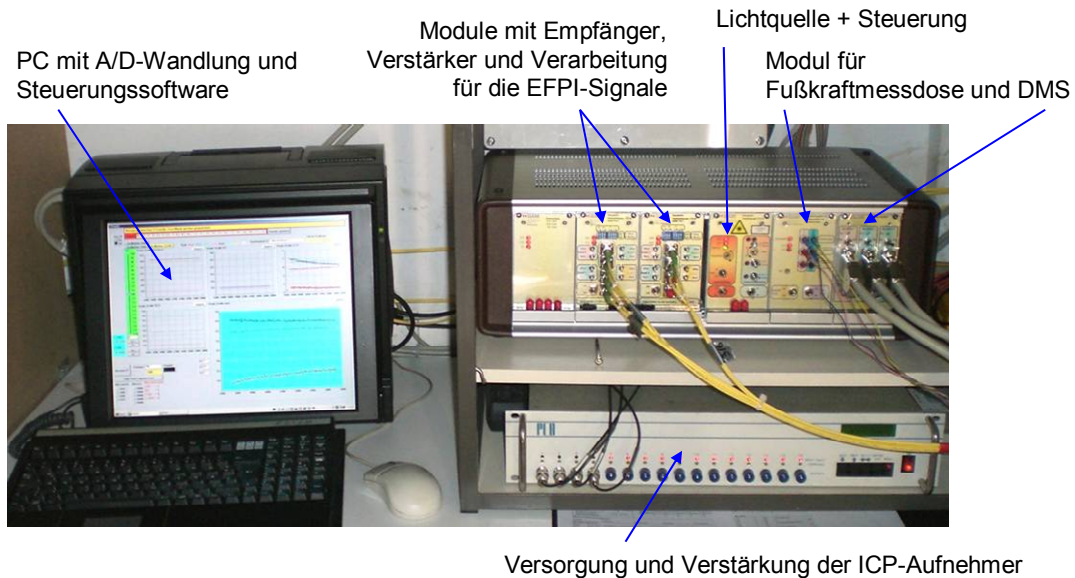


Bild 5.7: Messsystem zur Erfassung der faseroptischen und elektrischen Dehnung sowie der Pfeilfußkraft für Modellpfehluntersuchungen am Versuchsstand des IGB-TUBS.

### 5.3 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

#### 5.3.1 Untersuchungen zur Erfassung der Wellenausbreitung

##### 5.3.1.1 Impulseinleitung

Bei diesen Untersuchungen wurden Wellen geringer Dehnungsamplitude auf der Pfeilkopfoberfläche durch Stahlkugeln mit unterschiedlichem Durchmesser, einen Handhammer aus Stahl sowie einen Impulshammer mit Kraftaufnehmer und Stahlkappe erzeugt. Diese Pfeilanregungen wurden hinsichtlich der Anwendung der Messwertaufnehmer für das Low-Strain-Verfahren speziell für die Modellpfeileigenschaften gewählt. Das damit verfolgte Ziel war die Erzeugung von Impulsen kurzer Dauer und geringer Wellenlängen, die für die Ermittlung von Strukturabweichungen nach Bild 2.1 (Kap. 2.1) erforderlich sind. Bei der Anwendung von Stahlkugeln wurden definierte Fallhöhen vorgegeben.

Aus der gemessenen Impulsdauer wurden die Eigenschaften der erzeugten Wellen abgeleitet (Tabelle 5.3). Die Impulsdauer folgt indirekt aus den Verläufen der Geschwindigkeit am Pfeilkopf bzw. direkt aus dem Signal des Impulshammers und wurde zur besseren Vergleichbarkeit bei 10 % der Signalamplitude abgegriffen. Die Grenzfrequenz ergibt sich nach Gl. (2.31). Mit Gl. (2.32) und der nach Gl. (2.15) ermittelten Wellengeschwindigkeit von 4.424 m/s ergibt sich die Grenzwellenlänge. Die kleinste erzeugte Wellenlänge beträgt 40 cm für eine Stahlkugel mit einem Durchmesser von 20 mm. Dieser Wert weicht nur geringfügig von dem in Kap. 4.4.2.2 zur Dimensionierung der Messlänge des Aufnehmers geschätzten Wert für die kleinste erreichbare Wellenlänge im Modellversuch von 35 cm ab.

Die Bedeutung der an die jeweilige Messaufgabe anzupassenden Impulseinleitung ist ausführlich bereits in PLABMANN (2002) beschrieben und wird anhand der Darstellung in Bild 5.8 deutlich. Es sind Ergebnisse verschiedener Impulsquellen für Modellpfeil 1 dargestellt. Zum Vergleich ist der durch einen Handhammer mit Kunststoffkappe erzeugte Geschwindigkeits-Zeitverlauf gezeigt, der eine typische Impulseinleitung bei der Messung am Pfeilkopf in der

Realität repräsentiert. Der Vergleich dieser Signalverläufe vom Pfeilkopf veranschaulicht, dass die Genauigkeit der Erfassung der Wellenausbreitung bei geringeren Wellenlängen steigt. Die durch den Kunststoffhammer erzeugte große Impulsdauer von 0,8 ms erlaubt dagegen nur noch eine näherungsweise Ermittlung der Pfeillänge. Aussagen über Strukturabweichungen der Modellpfehle sind bei derartigen Impulsen nicht mehr möglich.

Tabelle 5.3: Eigenschaften der am Pfeilkopf erzeugten Wellen.

Impulsquelle	Masse	Impulsdauer	Grenzfrequenz	Grenzwellenlänge
	g	$t_c$ (ms)	$f_{\text{Grenz}}$ (Hz)	$\lambda_{\text{Grenz}}$ (m)
Stahlkugel $\varnothing$ 20 mm	32,6	0,09	11.111	0,40
Stahlkugel $\varnothing$ 30 mm	110,1	0,13	7.692	0,58
Stahlkugel $\varnothing$ 40 mm	261,0	0,17	5.882	0,75
Stahlkugel $\varnothing$ 50 mm	509,9	0,21	4.762	0,93
Impulshammer	500,0	0,20	5.000	0,88
Handhammer (Stahl)	619,8	0,25	4.000	1,11

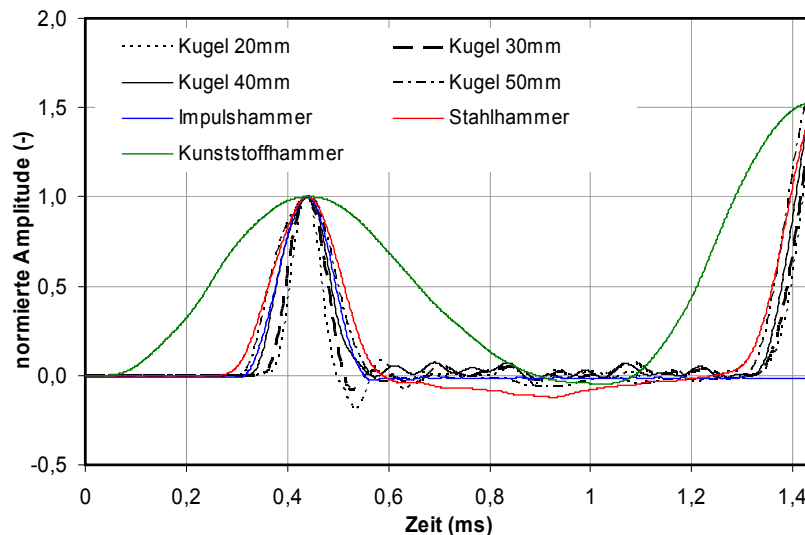


Bild 5.8: Vergleich der durch unterschiedliche Impulsquellen am Pfeilkopf gemessenen Signalverläufe (Modellpfehl 1).

### 5.3.1.2 Mittlere Wellengeschwindigkeit in Abhängigkeit des Betonalters

Die Wellengeschwindigkeit ist neben den charakteristischen Reflexionen an Impedanzänderungen ein wesentlicher Parameter zur Bewertung der Struktur von Betonpfehlen (Kap. 2.4). Aufgrund der Festigkeitsentwicklung von Beton über die Zeit ist die Wellengeschwindigkeit abhängig vom Betonalter und dadurch vom Testzeitpunkt. Diese Abhängigkeit wurde für den Modellpfehlbeton durch die Auswertung von Geschwindigkeits-Zeitverläufen am Pfeilkopf unter der Annahme einer 1-D Wellenausbreitung untersucht. Mit der gemessenen Laufzeit  $t$  der Dehnwelle vom Pfeilkopf zum -fuß und zurück ergibt sich nach Gl. (2.27) eine mittlere Wellengeschwindigkeit  $c_D$  für den Pfehlbeton.

Ein Einfluss des Modellbodens auf die Größe der mittleren Wellengeschwindigkeit konnte bei diesen Versuchen nicht festgestellt werden. Für die in diesem Kapitel vorgestellte Untersuchung wurden deshalb Messergebnisse vom Zeitpunkt vor dem Pfehleinsatz im Versuchsstand und im

eingebauten Zustand der Pfähle verwendet. Die Ergebnisse sind für den Zeitraum von 8 Tagen bis 130 Tagen nach Pfahlherstellung in Bild 5.9 a) dargestellt.

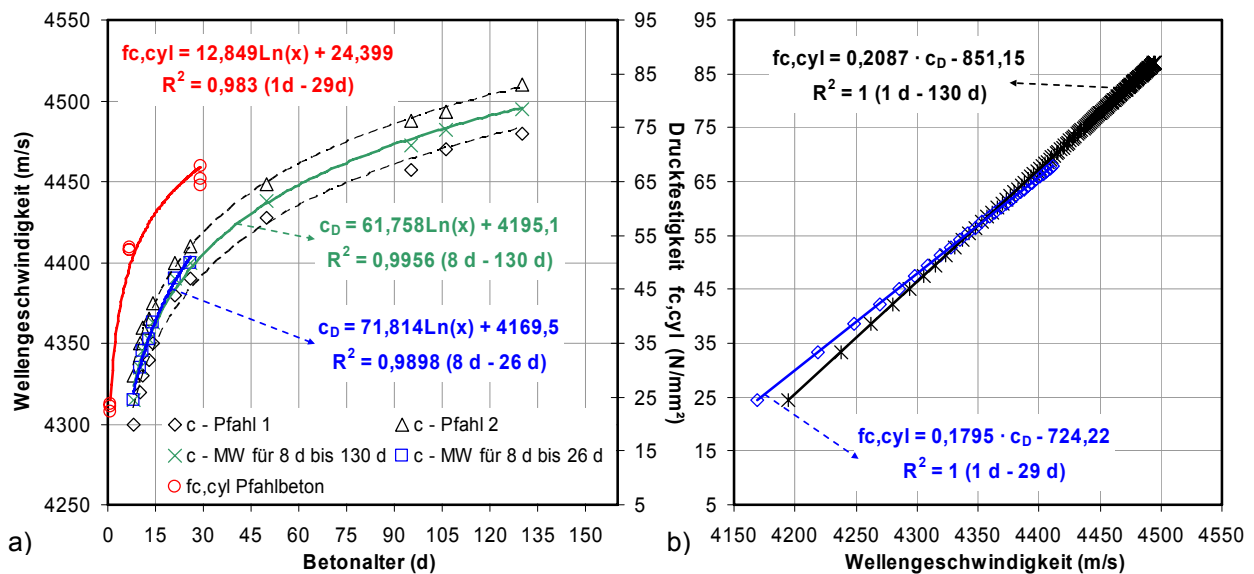


Bild 5.9: a) Mittlere Wellengeschwindigkeit  $c_D$  nach Gl. (2.27) beider Modellpfähle durch Messung der Laufzeit am Pfahlkopf in Abhängigkeit des Betonalters und Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit  $f_{c,cyl}$  des Pfahlbetons (Werte nach 1, 7 und 29 Tagen), b) Korrelation zwischen Wellengeschwindigkeit und Druckfestigkeit bei Verwendung der in a) angegebenen funktionalen Zusammenhänge.

Beide Pfähle weisen einen ähnlichen Verlauf der Entwicklung der mittleren Wellengeschwindigkeit mit einer Differenz von  $< 35$  m/s zueinander auf. Die Zunahme der Wellengeschwindigkeit ist im betrachteten Zeitraum von 130 Tagen nach Pfahlherstellung noch nicht abgeklungen. Daraus kann gefolgert werden, dass für eine zuverlässige Bewertung möglicher Strukturabweichungen und der Betonqualität die Änderung der mittleren Wellengeschwindigkeit immer unter Berücksichtigung des Betonalters interpretiert werden sollte.

Für die Mittelwerte beider Pfähle (c - MW) ist der funktionale Zusammenhang mit der größten Korrelation zum Betonalter angegeben. Zusätzlich ist auf der zweiten Ordinate in Bild 5.9 a) die Zylinderdruckfestigkeit  $f_{c,cyl}$  des Betons aufgetragen, die nach 1 Tag, 7 Tagen und 29 Tagen an Proben im Labor bestimmt wurde. Der Verlauf der Festigkeitsentwicklung (rote Linie) ist ähnlich dem der Wellengeschwindigkeit. Es wurde deshalb die gleiche mathematische Formulierung auch für den Zusammenhang zwischen Betonalter und Druckfestigkeit für den Zeitraum von 1 Tag bis 29 Tagen angewendet. Als Ergebnis liegt die Druckfestigkeit für ein gewähltes Betonalter vor.

Mit den Zusammenhängen zwischen Betonalter und Druckfestigkeit (1 Tag bis 29 Tage) sowie zwischen Betonalter und Wellengeschwindigkeit (8 Tage bis 26 Tage) kann eine Korrelation zwischen Druckfestigkeit und Wellengeschwindigkeit ermittelt werden. Mit beiden Funktionen wurden die Werte von 1 Tag bis 29 Tage berechnet und die Druckfestigkeiten über den Wellengeschwindigkeiten aufgetragen. Es ergibt sich der in Bild 5.9 b) dargestellte Zusammenhang (blaue Linie) von

$$f_{c,cyl} = 0,1795 \cdot c_D - 724,22 \text{ (für 1 Tag bis 29 Tage Betonalter).} \quad (5.5)$$

Dieser gilt für die beschriebenen Modellparameter (Geometrie und Material der Pfähle) unter Laborbedingungen. Geht man von der Gültigkeit des Zusammenhangs zwischen Druckfestigkeit und Betonalter nach Bild 5.9 a) aus, kann dieser durch Extrapolation auch für größere Betonalter anhand der Wellengeschwindigkeit bestimmt werden. Für den Zeitraum bis 130 Tage folgt daraus die zweite in Bild 5.9 b) angegebene Funktion (schwarze Linie).

Dieses Vorgehen ermöglicht die Bewertung der Betonqualität anhand der am Pfahlkopf gemessenen mittleren Wellengeschwindigkeit unter Berücksichtigung des Betonalters. Dabei bestehen zwei Unsicherheitsparameter. Einerseits kann zwischen der Festigkeitsentwicklung von kleinmaßstäblichen Betonproben zur Druckfestigkeitsprüfung im Labor im Vergleich zur der von Betonpfählen, insbesondere bei Verwendung von Ortbeton, ein Unterschied bestehen. Dieser ist durch verschiedene Umgebungsbedingungen bei der Erhärtung (Feuchtigkeit, Temperatur) begründet. Für die Modellpfähle wird dieser Parameter als vernachlässigbar eingeschätzt, da der Beton der Modellpfähle und der Probezylinder unter Laborbedingungen bei Raumtemperatur erhärtete. Bei Anwendung dieser Vorgehensweise bei in-situ Verhältnissen bleibt diese Unsicherheit bestehen. Andererseits wird bei Messungen ausschließlich am Pfahlkopf nur eine mittlere Wellengeschwindigkeit für den Pfahl bestimmt. Lokale Schwankungen bleiben unberücksichtigt. Die daraus folgenden Druckfestigkeiten nach Gl. (5.5) stellen deshalb ebenfalls nur einen mittleren Wert für den Pfahlbeton zum betrachteten Zeitpunkt dar.

Die mit diesem Verfahren für Betonalter > 29 Tage bestimmten Druckfestigkeiten ergeben relativ hohe Werte, die trotz der hohen Festigkeitsklasse für zu groß eingeschätzt werden. Gründe dafür können Fehler bei der Extrapolation der Druckfestigkeit und bei der Anwendung der 1-D Wellentheorie durch die Annahme der ausschließlichen Ausbreitung von Dehnwellen über die Pfahllänge sein. Zur weiteren Bewertung und zur Bestimmung von eventuell vorhandenen lokalen Schwankungen in der Betonqualität werden im Weiteren Messergebnisse der eingebetteten EFPI-Sensoren herangezogen.

Inwieweit der Boden Einfluss auf die mittlere Wellengeschwindigkeit hat, wird im Rahmen des Feldversuchs (Kap. 6) untersucht.

### 5.3.1.3 Materialeigenschaften einzelner Pfahlabschnitte

Zum Vergleich mit der herkömmlichen Messung am Pfahlkopf wird die Teilchengeschwindigkeit der im Pfahl an den Messebenen ermittelten Beschleunigung durch Integration über die Zeit bestimmt und die Wellenausbreitung anhand dieser Verläufe im Orts-Zeit-Diagramm dargestellt. Bild 5.10 zeigt eine typische am unversehrten Modellpfahl 1 gemessene Antwort für eine Anregung mit Stahlkugel ( $\varnothing$  40 mm). In Bild 5.10 a) sind die auf den Maximalwert des Eingangsimpulses normierten Geschwindigkeits-Zeitverläufe an den Messebenen ME1 bis ME3 dem Signal vom Pfahlkopf gegenübergestellt. Bild 5.10 b) zeigt je Messebene die Signale der EFPI-Sensoren, ebenfalls normiert auf deren Maximalwert.

Anhand dieser Darstellungen kann festgestellt werden, dass die Konstruktion des in Kap. 4.4.2 beschriebenen Aufnehmers die Erfassung der erwarteten Wellenausbreitung im Modellpfahl sowohl für Druck- als auch Zugbeanspruchung, die bei den Bedingungen des Low-Strain-Verfahrens entstehen, ermöglicht. Die Übertragung der Messgrößen vom Pfahlbeton über den Sensorträger auf die Sensoren ist für die Anregung mit geringer Intensität gegeben. Analog zur schematischen Darstellung nach Bild 2.10 (Kap. 2.3.3) ist die Wellenausbreitung in Pfahllängsrichtung vom Pfahlkopf zum Zeitpunkt  $t_0$  zu den Messebenen ME1, ME2 und ME3 zu den Zeitpunkten  $t_1$ ,  $t_2$  und  $t_3$  deutlich erkennbar. Nach der Zeit  $t = l/c$  erfolgt die Reflexion am Pfahlfuß

und nach  $t = 2 \cdot l/c$  erreicht die Wellenfront nach erneuter Erfassung an den Messebenen wieder den Pfahlkopf. Die bei der Lagerung des Pfahlfußes im Modellboden erwartete Zugwellenreflexion (gleiche Vorzeichen der Geschwindigkeit für Einleitungsimpuls und Reflexion) ist deutlich zu erkennen. Die Signale der EFPI-Sensoren zeigen den für Dehnungssensoren entsprechenden Ausschlag mit negativem Vorzeichen.

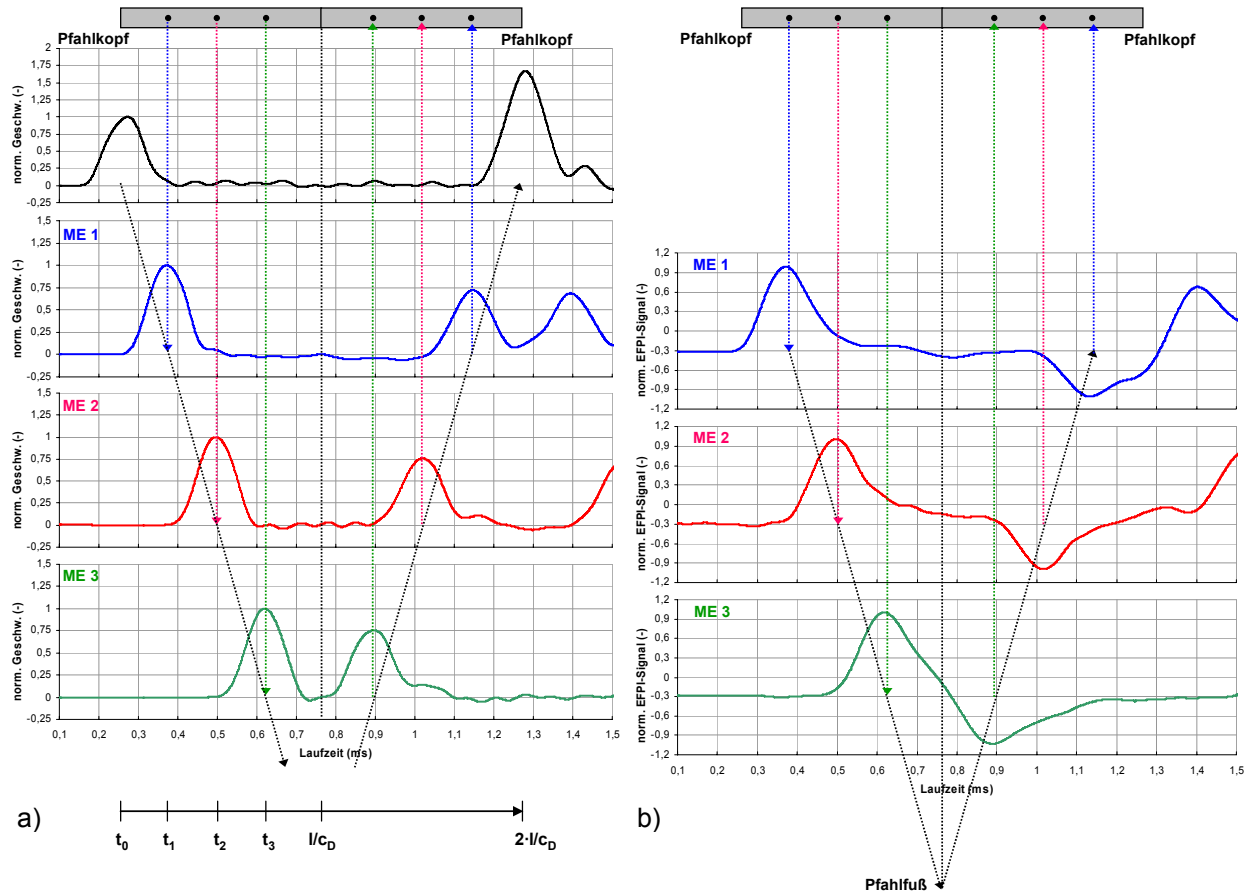


Bild 5.10: Wellenausbreitung am Modellpfahl 1 für den Zeitbereich eines Wellendurchlaufs ( $t = 2 \cdot l/c_D$ ), Anregung mit Stahlkugel ( $\varnothing 40$  mm), a) Geschwindigkeits-Zeitverläufe (Beschleunigungssensoren), b) Zeitverläufe der EFPI-Sensoren.

Diese Wellenausbreitung ergab sich analog bei Anregung mit den verschiedenen Impulsquellen. Die jeweiligen Messsignale sind in Bild A3.1 bis Bild A3.5 im Anhang 3 enthalten. Der Vergleich dieser Messsignale zeigt erneut die Bedeutung der Impulseinleitung. Während bei Verwendung von Stahlkugeln bis  $\varnothing 40$  mm noch keine Überlagerung von Wellen, die sich zeitgleich in Richtung Pfahlfuß und -kopf ausbreiten, sichtbar ist, sind diese bei Kugeln mit größerem Durchmesser und den verwendeten Handhämmern aufgrund der größeren Wellenlänge (Tabelle 5.3) anhand der Signale von ME1 und ME3 deutlich erkennbar. Grund dafür ist die kurze Strecke von ME3 zum Pfahlfuß und von ME1 zum Pfahlkopf, sodass der nächste Wellendurchlauf bereits erfasst wird, bevor der vorherige an der jeweiligen Messstelle abgeklungen ist. Daraus folgt, dass der Impulseinleitung bei Messungen innerhalb der Pfahlstruktur eine noch größere Bedeutung in Abhängigkeit der Messaufgabe (z. B. Bestimmung der Pfahllänge oder von Strukturabweichungen nahe des Pfahlkopfs) im Vergleich zur Messung am Pfahlkopf zukommt. Auch sollte sich die Lage der eingebetteten Aufnehmer im Pfahl weitestgehend an den Eigenschaften der erzeugten Wellen unter Berücksichtigung der Messaufgabe orientieren.

Für die Angabe absoluter Dehnungsamplituden der EFPI-Sensoren ist die Kenntnis der Interferenzmaxima und -minima (Bild 3.7) für die zum Testzeitpunkt vorhandenen Messgeräteeinstellungen (Verstärkung, Nullstellung des Sensors vor der Belastung) erforderlich. Zwei aufeinander folgende Interferenzwechsel im Messsignal beinhalten die Information über die Verformungsgröße, die  $\frac{1}{4}$  der verwendeten Wellenlänge des Lasers entspricht (Kap. 3.3.2). Die Auslenkungen der Sensoren beim Hammerschlag sind jedoch wesentlich geringer, sodass für jede Messreihe bzw. Geräteeinstellung die Interferenzgrenzen bestimmt werden müssen, um die Dehnungsgröße anzugeben. Die in Bild 5.10 und Bild A3.1 bis Bild A3.5 gezeigten Verläufe sind in Form der elektrischen Spannung normiert dargestellt, d. h. nicht in Dehnung angegeben, da für die Untersuchungen an dieser Stelle die Zeitbereichsauswertung wesentlich ist.

Der Nutzen einer erweiterten Pfahlinstrumentierung wird im Weiteren durch die Bestimmung von Materialeigenschaften abschnittsweise zwischen den einzelnen Messebenen durch Auswertung der EFPI-Signale im Zeitbereich diskutiert. Die Wellengeschwindigkeit wird durch gemessene Laufzeitdifferenzen zwischen Pfahlkopf, ME1, ME2 und ME3 und den bekannten Abständen (Bild 5.3) bestimmt. Es wird der Abstand der jeweiligen Messebene zum Pfahlkopf und der zwischen den einzelnen Messstellen untereinander betrachtet. Mit Gl. (2.15) wird für den 1-D Fall der dynamische E-Modul für eine konstant angenommene Dichte von  $2.310 \text{ kg/m}^3$  für den entsprechenden Pfahlabschnitt ermittelt. Für Pfahl 1 ergeben sich die in Tabelle 5.4 angegebenen Werte für die in Bild A3.1 dargestellten Messwertverläufe.

Bei dieser Auswertung ergibt sich eine Reduktion der Wellengeschwindigkeit mit steigendem Abstand vom Pfahlkopf. Dies tritt am deutlichsten während des ersten Wellendurchlaufs und im Bereich zwischen Pfahlkopf und ME1 auf. Nach der 1-D Theorie wäre dies auf eine Reduktion des E-Moduls, also der Betonqualität, zurückzuführen. Die eigentliche Ursache ist jedoch die nach der Impulseinleitung zunächst halbkugelförmige Wellenausbreitung im oberen Pfahlabschnitt. In diesem Bereich ist noch kein homogen über den Querschnitt verteiltes Wellenfeld vorhanden, wie nach der 1-D Theorie angenommen. Es entstehen Kompressions- und Scherwellen mit verschiedenen Ausbreitungsgeschwindigkeiten (Kap. 2.3.1). Der im Abschnitt zwischen Pfahlkopf und ME1 ermittelte Wert von  $5.085 \text{ m/s}$  entspricht daher nicht der Geschwindigkeit einer Dehnwelle sondern kann der schnelleren Kompressionswelle zugeordnet werden.

Die Rückrechnung auf die Dehnwellengeschwindigkeit in diesem Bereich bestätigt diese Interpretation. Der Wert von  $5.085 \text{ m/s}$  wird in Gl. (2.7) für die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Kompressionswellen eingesetzt. Mit einer angenommenen Querdehnzahl des Betons von  $\nu = 0,2$  ergibt sich ein dynamischer E-Modul von

$$c_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \Rightarrow E_{\text{dyn}} = c_p^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} = \left(5.085 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 \cdot 2.310 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 10^{-6} \cdot 0,9 = 53.757 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

im Gegensatz zu dem nach der 1-D Theorie berechneten Wert von  $59.741 \text{ N/mm}^2$  (Tabelle 5.4). Setzt man den aus Gl. (2.7) erhaltenen Wert in Gl. (2.15) für den 1-D Fall ein, erhält man die Dehnwellengeschwindigkeit für den oberen Pfahlabschnitt

$$c_D = \sqrt{\frac{E_{\text{dyn}}}{\rho}} = c_D = \sqrt{\frac{53.757 \text{ N/mm}^2}{2.310 \text{ kg/m}^3} \cdot 10^6} = 4.824 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Dieser Wert weicht weitaus weniger von denen im weiteren Verlauf nach der 1-D Theorie bestimmten ab.

Tabelle 5.4: Wellengeschwindigkeit  $c_D$  und dynamischer E-Modul für Modellpfahl 1, aus Laufzeitmessungen zwischen Pfahlkopf und jeweiliger Messebene sowie zwischen den Messebenen untereinander bei Anregung mit Stahlkugel ( $\varnothing$  30 mm).

Abstand vom Pfahlkopf zu		Abstand	1. Wellendurchlauf t = 0 bis t = 2·l/c <sub>D</sub>	
		m	c <sub>D</sub> (m/s)	E <sub>dyn</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
ME 1	abwärts laufende Welle	0,595	5.085	59.741
ME 2		1,155	4.813	53.500
ME 3		1,73	4.701	51.052
ME 3	ab- und aufwärts laufende Welle	2,88	4.514	47.071
ME 2		3,455	4.540	47.614
ME 1		4,015	4.537	47.544
Pfahlkopf		4,61	4.506	46.910
Mittelwert			4.671	50.490
Standardabweichung			216	4.768
Variationskoeffizient			4,6 %	9,4 %
Pfahlabschnitt von - bis		m	c <sub>D</sub> (m/s)	E <sub>dyn</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
Pfahlkopf - ME 1	abwärts laufende Welle	0,595	5.085	59.741
ME 1 - ME 2		0,56	4.502	46.819
ME 2 - ME 3		0,575	4.520	47.194
ME 3 - ME 3	ab- und aufwärts laufende Welle	1,15	4.259	41.906
ME 3 - ME 2	aufwärts laufende Welle	0,575	4.510	46.986
ME 2 - ME 1		0,56	4.505	46.882
ME 1 - Pfahlkopf		0,595	4.312	42.943
Mittelwert			4.459 *	45.957 *
Standardabweichung			112 *	2.269 *
Variationskoeffizient			2,5 % *	4,9 % *

1-D Fall:  $c_D$  nach Gl. (2.27),  $E_{dyn}$  nach Gl. (2.15), \* Vernachlässigung des Bereichs zwischen Pfahlkopf und ME1

Bei jeder Reflexion am Pfahlfuß und -kopf wird für die Betrachtung der 1-D Theorie die Wellenausbreitung gestört. Es entstehen erneut die Raumwellenarten, die erst nach einem gewissen Weg wieder in einer Dehnwelle resultieren. Für die Geometrie der Modellpfähle ist deshalb nur im mittleren Bereich der Pfahllänge von der Dehnwellenausbreitung auszugehen. Die in den Endbereichen des Modellpfahls auftretende räumliche Wellenausbreitung kann anhand der Messergebnisse durch einen zusätzlich vorhandenen Ausschlag erkannt werden. Reflexionen an den seitlichen Pfahlbegrenzungen von nicht parallel zur Längsachse fortschreitenden Wellen verursachen die Entstehung der jeweils anderen Raumwellenart, die aufgrund der größeren zurückgelegten Strecke zu einem späteren Zeitpunkt registriert werden. In den Signalverläufen vom Pfahlkopf, ME2 und ME3 (Bild 5.10) tritt dieser unmittelbar nach dem Durchlauf der Pfahlfußreflexion auf. Im Signal der ME1 ist der Ausschlag, überlagert von der Pfahlkopfreflexion, nicht zu erkennen.



Dieses Phänomen kann bei der gegebenen Modellpfahlgeometrie den von BERGMANN (1954) beschriebenen und in Bild 2.9 (Kap. 2.3.2) dargestellten Wellenausbreitungsvorgängen zugeordnet werden und zeigt, dass die 1-D Wellentheorie nicht uneingeschränkt für die Interpretation der Wellenausbreitung in Pfählen anwendbar ist. 3-D Wellenausbreitungseffekte müssen demzufolge in Abhängigkeit der jeweiligen geometrischen Verhältnisse bei der Interpretation von Messungen mit dem Low-Strain-Verfahren berücksichtigt werden.

In Bild 5.11 ist die graphische Auswertung der abschnittsweise bestimmten Wellengeschwindigkeiten für unterschiedliche Anregungen gezeigt. Bild 5.11 a) stellt die Dehnwellengeschwindigkeit vom Pfahlkopf zur jeweiligen Messebene dar. Die beschriebene Reduktion ist deutlich zu erkennen. Eine näherungsweise konstante Wellengeschwindigkeit ergibt sich erst bei Betrachtung größerer Strecken des Wellendurchlaufs von 2,9 m bis 4,6 m (Tabelle 5.4, oberer Teil). Die mittlere Wellengeschwindigkeit für diesen Abschnitt beträgt 4.520 m/s. Daraus folgt ein dynamischer E-Modul von 47.280 N/mm<sup>2</sup>. Im Vergleich zu den in Tabelle 5.1 angegebenen rechnerisch ermittelten Werten von  $c_D = 4.424$  m/s und  $E_{dyn} = 45.210$  N/mm<sup>2</sup>, sind die experimentell bestimmten Werte geringfügig größer. Das Verhältnis von dynamischem zu statischem E-Modul ergibt sich daraus für die beiden Mittelwerte von  $E_{dyn}$  nach Tabelle 5.4 zu

$$E_{dyn} = 1,12 \dots 1,23 \cdot E_{stat}.$$

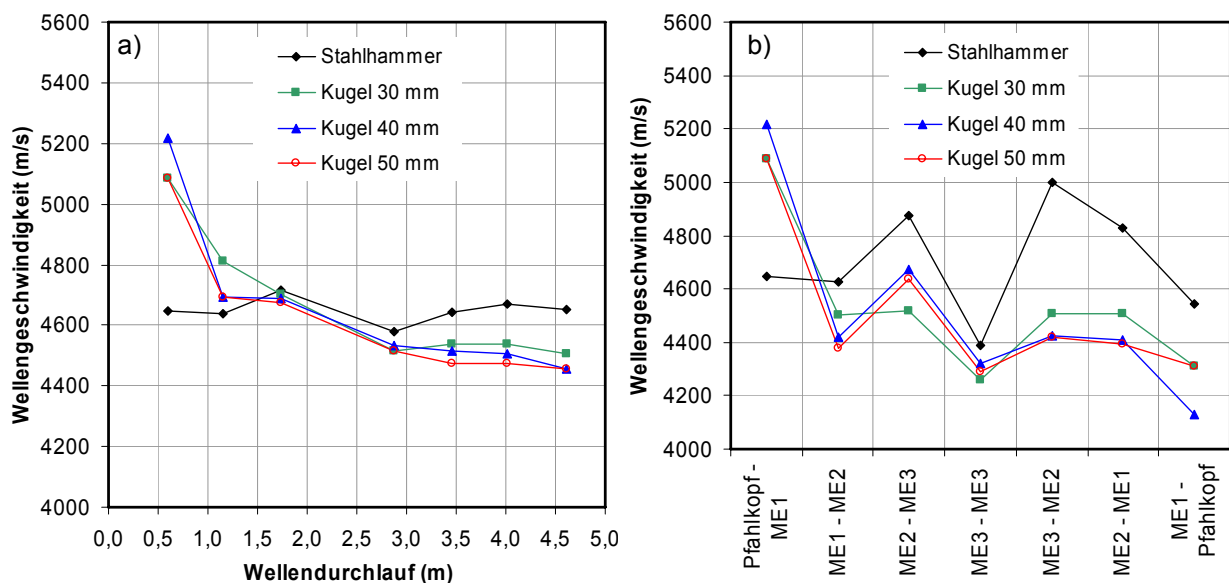


Bild 5.11: Wellengeschwindigkeit in Abhängigkeit des betrachteten Abschnitts am Modellpfahl 1, a) Abschnitt vom Pfahlkopf zur jeweiligen Messebene, b) vom Pfahlkopf zu ME1 und Abschnitte zwischen den ME untereinander.

Bild 5.11 b) zeigt die lokalen Schwankungen der Dehnwellengeschwindigkeit in den einzelnen Pfahlabschnitten zwischen den Messebenen. Unter Vernachlässigung des Bereichs zwischen Pfahlkopf und ME1 können die erkennbaren Schwankungen auf die Materialeigenschaften des Pfahlbetons in den einzelnen Pfahlabschnitten zurückgeführt werden. Die Streuung in den Pfahlabschnitten, die keine Bereiche mit geringerer Betonqualität enthalten, beträgt 4,9 % für  $E_{dyn}$  und 2,5 % für  $c_D$  (Tabelle 5.4, unterer Teil) und wird als natürliche Streuung der Materialeigenschaften interpretiert. Höhere Werte bzw. Abweichungen benachbarter Pfahlabschnitte weisen demnach auf Bereiche geringerer Betonqualität hin, die auf diese Weise lokalisiert und quantifiziert werden können. Um hierfür Grenzwerte zu definieren, müsste der Untersuchungs-

umfang wesentlich vergrößert und Pfähle mit bekannten Minderungen der Betonqualität untersucht werden.

Die Wellengeschwindigkeiten, die bei Anwendung des Stahlhammers ermittelt wurden, weichen von denen, die für die Stahlkugeln dargestellt sind, ab und weisen eine größere Streuung auf (Bild 5.11). Ursache können die bei der gegebenen Modellpfahlgeometrie und Verwendung von Handhämmern beschriebenen Überlagerungen von Wellenanteilen am Pfahlfuß und die damit verbundene größere Unsicherheit in der Bestimmung der Wellengeschwindigkeit sein (s. S. 121 und Bild A3.1 bis Bild A3.5 im Anhang 3). Diese Werte werden als nicht plausibel eingeschätzt und deshalb in folgenden Auswertungen nicht weitergehend betrachtet.

### 5.3.2 Untersuchungen zur Fehlstellenerfassung

Es wird die axialsymmetrische Querschnittsminderung von 34 % auf einer Länge von 30 cm zwischen den Messebenen ME2 und ME3 an Modellpfahl 2 betrachtet (Bild 5.3). PLÄßMANN (2002) definiert anhand seiner Untersuchungen einen Grenzwert für die Ausdehnung einer Fehlstelle in Pfahllängsrichtung von  $\lambda_{\text{grenz}}/4$ , die vom Pfahlkopf aus gerade noch quantifizierbar ist. Kleinere Querschnittsänderungen sind, wie in Kap. 2.4.4 beschrieben, vom Pfahlkopf aus i. d. R. nicht in deren Länge bestimmbar. Ab einer Fehlstellenlänge von  $\lambda_{\text{grenz}}/40$  werden diese nach PLÄßMANN nicht erkannt. Die Länge der Querschnittsminderung von Modellpfahl 2 wurde so gewählt, dass diese vom Pfahlkopf aus sicher detektierbar ist. Die Form der Fehlstelle simuliert näherungsweise eine Abplattung, was nach Kap. 2.1, Bild 2.1 bei Fertigpfählen aus Stahlbeton in-situ ein mögliches Schadensbild darstellen kann.

Die Versuchsdurchführung erfolgte analog zu der im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen. Für eine Anregung mit einer Stahlkugel ( $\varnothing$  30 mm) sind in Bild 5.12 die Geschwindigkeits-Zeitverläufe vom Pfahlkopf beider Modellpfähle gegenübergestellt. Die Unterschiede zwischen intaktem und geschwächtem Querschnitt sind anhand der Signale deutlich zu erkennen.

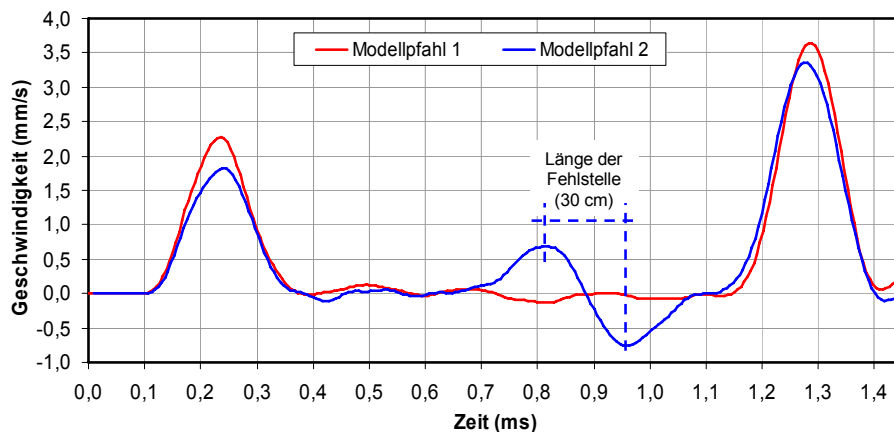


Bild 5.12: Vergleich der Geschwindigkeits-Zeitverläufe (Beschleunigungssensor) vom Pfahlkopf vom unversehrten Modellpfahl 1 und Modellpfahl 2 mit Querschnittsschwächung.

Das typische Pfahlkopfsignal und die daraus ableitbare Länge der Querschnittsminderung werden im Folgenden mit den Ergebnissen der eingebetteten Aufnehmer verglichen. Bild 5.13 zeigt analog zur Darstellung in Bild 5.10 die Wellenausbreitung am Modellpfahl 2 in der Orts-Zeit-Darstellung. Die Dehnungssignale der EFPI-Sensoren (Bild 5.13 b) sind mit positivem Vorzeichen für Druckwellen aufgetragen. Zusätzlich zu der am Pfahlkopf und -fuß reflektierten Welle sind Reflexionen am Beginn und Ende der Querschnittsänderungen schematisch dargestellt.

Mit Hilfe dieser charakteristischen Linien lassen sich die in den Messwertverläufen enthaltenen Ausschläge anschaulich erklären. Aufgrund der besseren Übersichtlichkeit sind nicht alle Reflexionen im dargestellten Zeitintervall mit charakteristischen Linien markiert. Aufgrund der unterschiedlichen Vorzeichen für Geschwindigkeit und Dehnung bei Zug- und Druckbeanspruchung und der in Kap. 2.3.2, Bild 2.8 dargestellten Gesetzmäßigkeiten an den Enden des Pfahls sind die Signalverläufe beider Größen an den jeweiligen Messebenen voneinander verschieden.

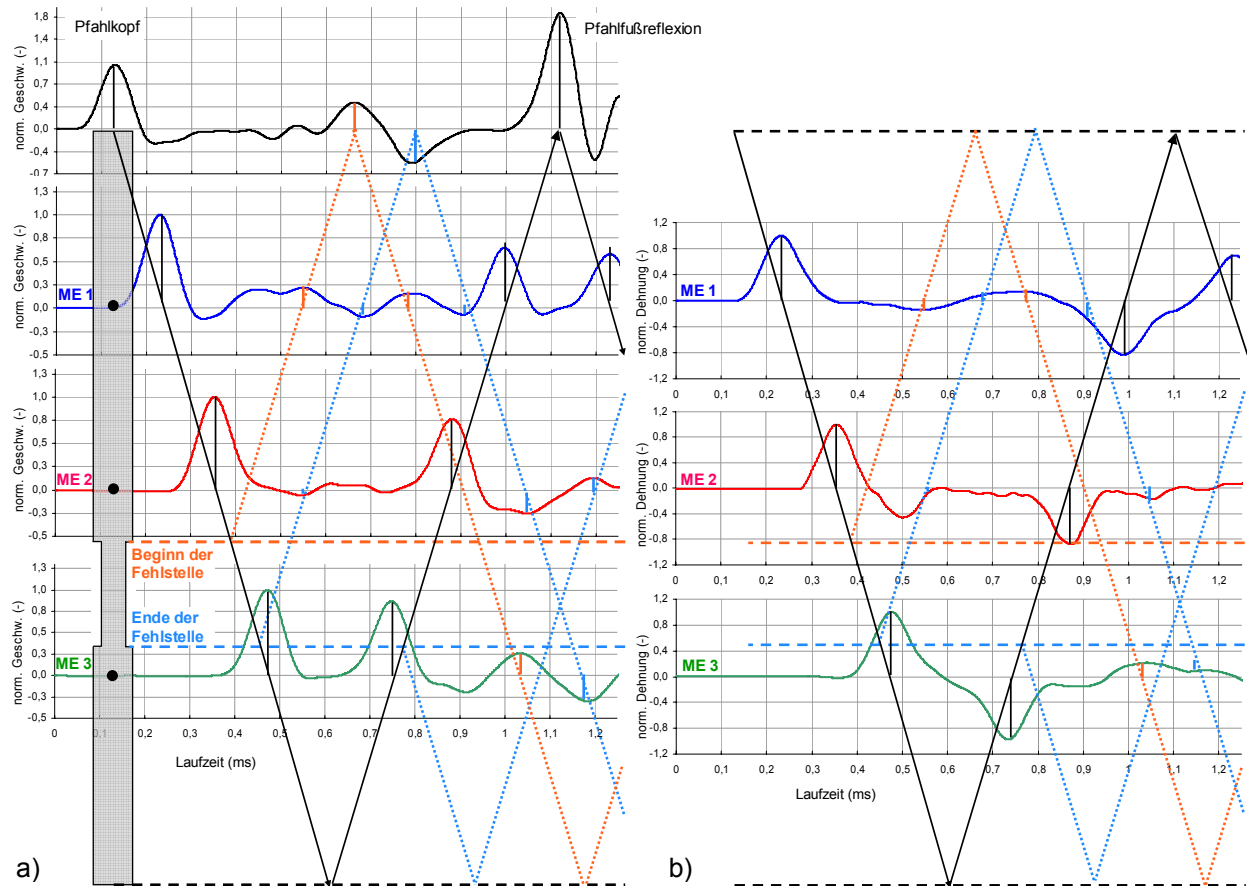


Bild 5.13: Wellenausbreitung am Modellpfahl 2 für den Zeitbereich eines Wellendurchlaufs ( $t = 2 \cdot l / c_D$ ), Anregung mit Stahlkugel ( $\varnothing 30$  mm), a) Geschwindigkeits-Zeitverläufe (Beschleunigungssensoren), b) Dehnungs-Zeitverläufe der EFPI-Sensoren.

Am Pfahlkopf werden Beginn und Ende der Fehlstelle je einmal zeitlich vor der Fußreflexion erkannt. Aufgrund der gewählten Fehlstellengeometrie lässt sich deren Länge anhand dieses Signals quantifizieren. Zusätzlich ist zeitlich vor der Reflexion an der Fehlstelle ein Einfluss aus der Einbindung des Pfahls in den Modellboden zu erkennen, die in diesem Fall bei 90 cm unterhalb des Pfahlkopfs beginnt.

Die Signale der ME1 zeigen ebenfalls deutlich einen Ausschlag der Reflexionen vom Beginn und Ende der Fehlstelle, jedoch zweimal zeitlich vor der Fußreflexion. Dieses doppelte Erkennen wird durch die als Zugwelle am Pfahlkopf ankommende und als Druckwelle erneut abwärts laufende Welle verursacht und ermöglicht dadurch zweimal die Bestimmung der Fehlstellenlänge. Für bestimmte geometrische Verhältnisse (Abstände von Beginn und Ende der Fehlstelle zum Pfahlkopf) kann dies eine Erhöhung der Genauigkeit im Vergleich zur Auswertung des Pfahlkopfsignals bedeuten. Im Dehnungssignal der EFPI-Sensoren weisen die zeitlich aufeinander folgenden Reflexionen der am Ende der Fehlstelle reflektierten Druckwelle und der vom

Beginn der Fehlstelle am Pfahlkopf erneut reflektierten Druckwelle gleiche Vorzeichen auf, so dass in diesem Zeitabschnitt kein Nulldurchgang im Vergleich zum Geschwindigkeits-Zeitverlauf zu verzeichnen ist. Anhand beider Signalverläufe an ME1 lässt sich die Länge der Fehlstelle bestimmen (Tabelle 5.5).

Im Geschwindigkeits-Zeitverlauf von ME2 ist die Reflexion vom Beginn der Fehlstelle, überlagert durch die Eingangswelle und die Reflexion vom Ende der Fehlstelle, nicht zu erkennen. Das Ende der Fehlstelle ist zeitlich korrekt im Signal enthalten. Eine Bestimmung der Fehlstellenlänge ist dadurch jedoch nicht möglich. Der Dehnungs-Zeitverlauf der EFPI-Sensoren zeigt aufgrund des unterschiedlichen Vorzeichens einen sehr deutlichen Ausschlag vom Beginn der Fehlstelle, der jedoch um ca. 0,07 ms zeitlich verzögert erscheint. Aufgrund dessen kann anhand dieses Signals eine Querschnittsminderung detektiert werden, die jedoch in der Längsausdehnung fehlerhaft eingeschätzt wird. Grund dafür sind der geringe Abstand von der ME2 zum Beginn der Fehlstelle und die im Vergleich dazu große Wellenlänge. Das Ende der Fehlstelle ist deutlich zu erkennen, nachdem die dort reflektierte Welle, am Pfahlkopf erneut reflektiert, wieder die ME2 erreicht.

Die ME3 erfasst zunächst die Eingangswelle gefolgt von der Reflexion am Pfahlfuß, die sich bei der erzeugten Wellenlänge noch nicht überlagern. Es folgen deutliche Ausschläge im Geschwindigkeits- und Dehnungs-Zeitverlauf, die Beginn und Ende der Fehlstelle eindeutig zugewiesen werden können und dadurch eine Quantifizierung deren Länge ermöglichen.

Aus den charakteristischen Ausschlägen vom Beginn und Ende der Querschnittsminderung wurde je Messebene bei Ansatz einer mittleren Wellengeschwindigkeit von 4.520 m/s nach > 130 Tagen Betonalter (Bild 5.9) deren Länge bestimmt. Die Werte sind in Tabelle 5.5 enthalten. Die Fehlstellenlänge lässt sich auf diese Weise annähernd genau bestimmen. Die Streuung der Werte wird durch die Schwankungen der Wellengeschwindigkeit verursacht, die im vorangegangenen Abschnitt für Modellpfahl 1 nachgewiesen wurden und aufgrund gleicher Materialeigenschaften auf Modellpfahl 2 übertragen werden können.

Tabelle 5.5: Bestimmung der Länge der Querschnittsminderung (Fehlstellenbeginn:  $FS_{\text{Beginn}}$ , Fehlstellenende:  $FS_{\text{Ende}}$ ) aus Laufzeitmessungen an der jeweiligen Messebene bei Anregung mit Stahlkugel ( $\varnothing$  30 mm) und Ansatz einer mittleren Wellengeschwindigkeit von 4.520 m/s.

Pfahlabschnitt von - bis	Laufzeit (ms)	rechnerische Länge des betrachteten Pfahlabschnitts (m)	rechnerische Länge der Fehlstelle (m)
Pfahlkopf - FS <sub>Beginn</sub> - Pfahlkopf	0,538	2 · 1,216	0,280
Pfahlkopf - FS <sub>Ende</sub> - Pfahlkopf	0,662	2 · 1,496	
ME 1 - FS <sub>Beginn</sub> - ME1	0,317	2 · 0,716	0,301
ME 1 - FS <sub>Ende</sub> - ME1	0,450	2 · 1,017	
ME 2 - FS <sub>Beginn</sub> - ME2	-		
ME 2 - FS <sub>Ende</sub> - ME2	0,197	2 · 0,445	-
Pfahlkopf - FS <sub>Beginn</sub> - Pfahlkopf - ME3	0,918	4,149	0,316
Pfahlkopf - FS <sub>Ende</sub> - Pfahlkopf - ME3	1,058	4,782	

Auffällig ist die ungenaue Bestimmung des Abstands der Fehlstelle zum Pfahlkopf anhand des Geschwindigkeits-Zeitverlaufs vom Pfahlkopf bei Ansatz der mittleren Wellengeschwindigkeit von 4.520 m/s. Der wahre Abstand beträgt 1,29 m zum Beginn und 1,59 m zum Ende der Fehlstelle (Bild 5.3) und weicht von den in Tabelle 5.5 angegebenen Werten deutlich ab. Die wahren Abstände ergeben sich für die Messebene am Pfahlkopf erst bei Ansatz einer höheren Wellengeschwindigkeit von 4800 m/s. Dieser Wert liegt im Bereich der nach Tabelle 5.4 für Modellpfahl 1 ermittelten Werte, die anhand der eingebetteten Aufnehmer bestimmt wurden. Daraus folgt, dass erst durch die mit den EFPI-Sensoren abschnittsweise bestimmten Wellengeschwindigkeiten, die im oberen Pfahlabschnitt höhere Werte annehmen, die genauen Abstände zur Fehlstelle vom Pfahlkopf aus bestimmt werden können. Die mittlere Wellengeschwindigkeit führt zu Abweichungen, die hier 5,7 % für das Fehlstellenende und 5,4 % für den Fehlstellenbeginn betragen. Die Fehlstelle wird auf diese Weise näher am Pfahlkopf gelegen detektiert.

Die genauere Lokalisierung und Quantifizierung von Fehlstellen in Betonpfählen mit einer erweiterten Pfahlinstrumentierung mit eingebetteten hochauflösenden Dehnungsaufnehmern bei hoher Sensordichte (geringer Sensorabstand) wird auch durch Ergebnisse rechnerischer Analysen nach den Methoden der Finiten Elemente und Finiten Differenzen bestätigt. Diese wurden im Rahmen des parallel zu dieser Arbeit laufenden Forschungsvorhabens „Faseroptisches Mikrodistanometer für die zuverlässige statische und dynamische Beanspruchungsanalyse von Pfahlgründungen“ für die Verhältnisse der verwendeten Modellpfähle von der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) Hannover durchgeführt. Ergebnisse dieser Berechnungen sind in DAUM ET AL. 2007 und SCHALLERT ET AL., 2008 enthalten.

### **5.3.3 Untersuchungen zum Tragverhalten**

#### **5.3.3.1 Belastungseinrichtungen und Versuchsdurchführung**

Die EFPI-Sensoren sollen neben der Erfassung schneller Dehnungsänderungen (Low-Strain- und High-Strain-Verfahren) auch die Verformung bei statischer Belastung zuverlässig messen. Um dieses Ziel zu erreichen bzw. um die Eigenschaften des Aufnehmers diesbezüglich zu bestimmen, wurden Untersuchungen zum Tragverhalten an den Modellpfählen durchgeführt, die in diesem Abschnitt vorgestellt werden. Die Pfahlverformungen wurden im Modellversuch durch statische und dynamische Probelastungen erzeugt.

Die dynamische Belastung wurde durch eine Freifalleinrichtung aufgebracht, die am IGB-TUBS entwickelt wurde. Die Konstruktion wurde ähnlich der in der Praxis im Großmaßstab eingesetzten Einrichtungen gestaltet. Diese besteht aus einer zweiteiligen Tragkonstruktion aus Stahl, die mit einem Hebezeug zentrisch auf den Versuchsschacht (Bild 5.1) aufgesetzt und dort montiert wird. An einem Gestänge ist das Gewicht durch Kunststofflager reibungsarm geführt. Dieses ist von 20 kg bis 100 kg in Stufen von 10 kg und bis zu einer maximalen Fallhöhe von 100 cm variabel einstellbar. Dadurch kann die Belastung an die jeweilige Einbausituation optimal angepasst werden. Einzelne Gewichte werden dazu miteinander verschraubt. Mit Hilfe eines pneumatisch betriebenen Zylinders lässt sich das Gewicht über einen Seilzug mit Umlenkrolle in die gewünschte Position bringen und dort mit einer Klemmvorrichtung halten. Beim Lösen der Klemmvorrichtung wird der Schlag auf den Pfahlkopf ausgelöst. Auf diese Weise lassen sich, analog zur dynamischen Probelastung von Betonpfählen in-situ, beliebig viele Schläge hintereinander aufbringen.

Zum Schutz des Betons im Pfahlkopfbereich wurde bei allen Versuchen ein Rammfutter aus Holz mit 0,5 cm Dicke verwendet. Zur Vermeidung großer exzentrischer Belastungen und mög-

licher Beschädigungen des Pfahlkopfbetons ist neben der Führung des Fallgewichts auch die Führung des Pfahls durch Abstandhalter mit Rollen gegeben. Bild 5.14 b) zeigt schematisch den Aufbau im Stadium der Planung und Bild 5.14 a) ein Foto der auf dem Versuchsschacht montierten Freifalleinrichtung.

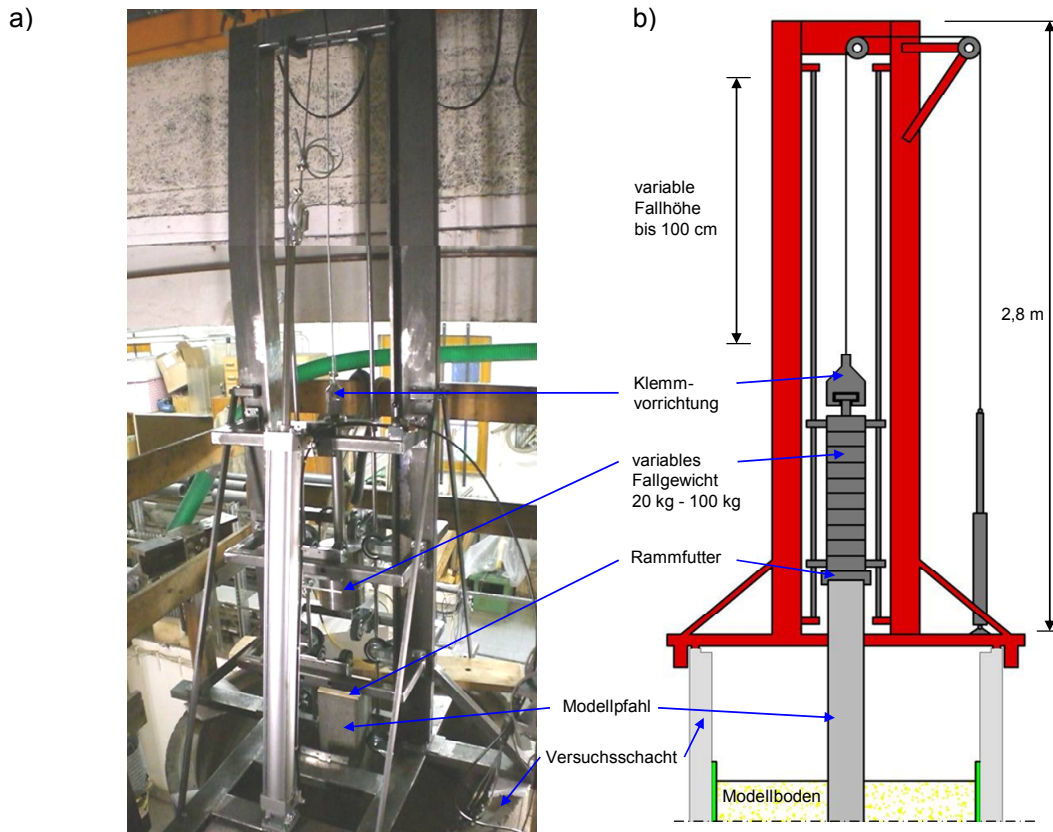


Bild 5.14: Freifalleinrichtung für die dynamische Probelastung der Modellpfähle (Versuchsstand des IGB-TUBS), a) Foto vom Einsatz am Versuchsstand, b) schematische Darstellung.

Die Modellpfähle wurden bei Einhaltung des Mindestabstands zum Schachtboden mit der größten am Versuchsstand realisierbaren Einbindelänge von 1,5 m eingebaut (Kap. 5.2.4). Vor den Messungen wurde eine Standzeit von mindestens 24 Stunden nach Einbau abgewartet.

Die zum Vergleich verwendeten Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmer des herkömmlichen Messsystems (Bild 2.17) waren mittig zwischen Pfahlkopfoberfläche und Messebene ME1 auf zwei gegenüberliegenden Seiten der Pfahlschaftoberfläche montiert.

In einer Testreihe wurde durch die schrittweise Steigerung der eingeleiteten Energie (Fallgewicht und Fallhöhe) zunächst die Belastung an die Einbausituation angepasst. Dabei wurde u. a. die bleibende Pfahlkopfsetzung je Schlag beobachtet und als ein Parameter für die Bewertung des mobilisierten Widerstands herangezogen. Aus Erfahrungen in der Praxis kann davon ausgegangen werden, dass die Pfahlwiderstände bei nichtbindigen Böden bei bleibenden Verschiebungen des Pfahlkopfs ab ca. 2 mm bis 3 mm je Schlag ausreichend aktiviert werden. Diese Verschiebungsgrößen wurden im Modellversuch bei maximaler Pfahleinbindung ab einer Belastung mit einer Masse von 60 kg und einer Fallhöhe von ca. 90 cm erreicht.



Der Vergleich zur statischen Belastung wurde bei jeweils gleicher Einbausituation nach einer erneuten Standzeit von mindestens 24 Stunden durchgeführt. Dazu wurde die Freifalleinrichtung vom Versuchsstand entfernt und eine Belastungstraverse an der in Bild 5.15 dargestellten Rahmenkonstruktion montiert. Der Rahmen ist am Boden des Schachts durch zwei Stahlträger, im Schacht verankerte Bewehrungsseisen und eine 22 cm dicke Ortbetonplatte mit diesem fest verbunden. An der Traverse ist eine hydraulische Presse zur Lasterzeugung montiert.

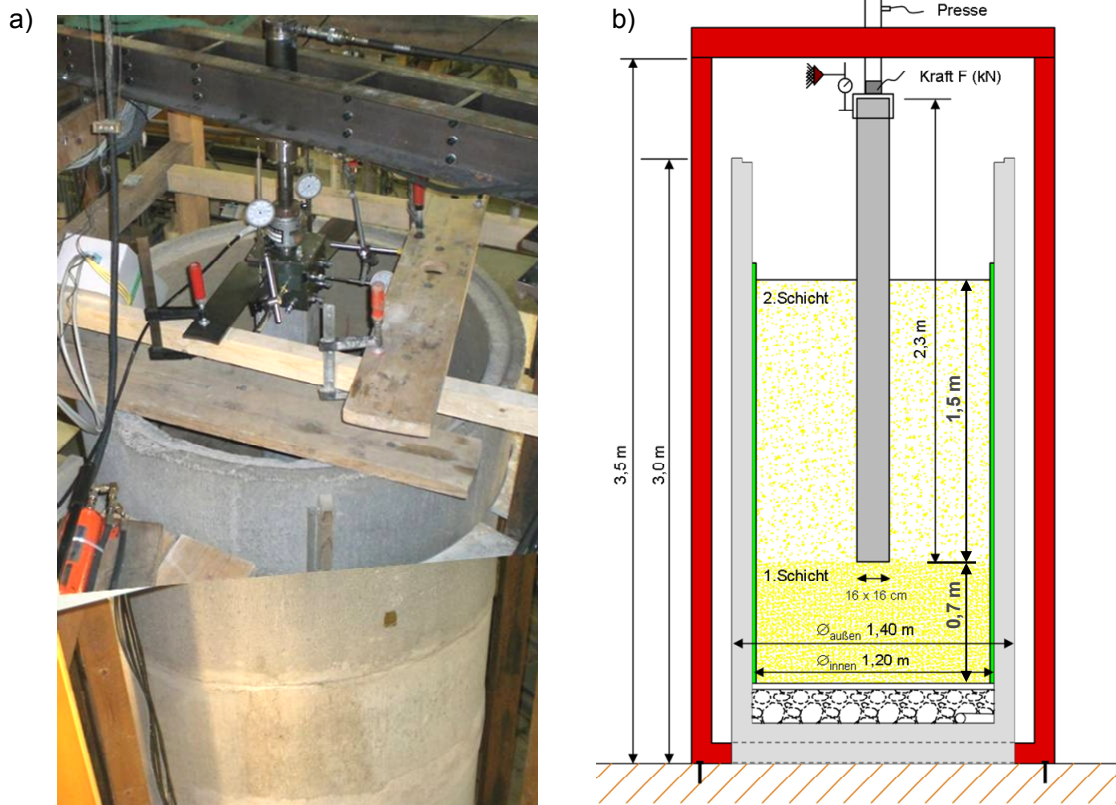


Bild 5.15: Belastungseinrichtung für die statische Probelastung der Modellpfähle (Versuchsstand des IGB-TUBS), a) Foto Versuchsdurchführung, b) schematische Darstellung.

Die Belastung wurde stufenweise in drei Be- und Entlastungszyklen aufgebracht, durch die Manometeranzeige und zusätzlich durch eine zwischen Presse und Pfehlkopf angeordnete Kraftmessdose kontrolliert. Vertikale und horizontale Pfehlkopfverschiebungen wurden mit analogen Wegaufnehmern am Pfehlkopf registriert. Die Belastungsstufen wurden durch manuelle Presensteuerung konstant gehalten, bis die Setzung auf  $\leq 0,02$  mm/min abgeklungen war.

### 5.3.3.2 Ergebnisse der dynamischen Probelastungen (High-Strain-Verfahren)

Die Wellenausbreitung im Pfehl, die durch Rammschläge erzeugt wird, unterscheidet sich aufgrund der Dimensionen der Impulsquelle grundlegend von der bei Anwendung des Low-Strain-Verfahrens (Kap. 5.3.1 und Kap. 5.3.2). Es entstehen größere Wellenlängen und höhere Dehnungs- und Geschwindigkeitsamplituden. Der eingetragene Frequenzgehalt ist geringer.

Für einen Schlag mit 60 kg Fallgewicht und 70 cm Fallhöhe werden im Folgenden die Messwerte der eingebetteten Sensoren untereinander als auch mit denen der an der Pfehschaftoberfläche angebrachten Sensoren des herkömmlichen Messsystems verglichen. Bild 5.16 zeigt beispielhaft ein repräsentatives Ergebnis der an Modellpfehl 1 ermittelten Dehnungen. Es sind die Mittelwerte je Sensorart und Messebene dargestellt. Die obere Kurve zeigt den Dehnungs-

Zeitverlauf der herkömmlichen Sensoren. Im Vergleich dazu sind die Dehnungs-Zeitverläufe der eingebetteten EFPI-Sensoren und DMS dargestellt.

Der Wellendurchlauf vom Pfeilkopf zur Messebene ME3 kann gut nachvollzogen werden. Die Verläufe nach der Impulseinleitung zeigen mehrfache Wellendurchgänge, die an der jeweiligen Messstelle aufgrund deren Lage in Pfeillängsrichtung zeitlich verschoben registriert werden. Die Zeitdifferenz benachbarter Ausschläge mit gleichem Vorzeichen beträgt 1,06 ms. Mit Gl. (2.27) ergibt sich eine Wellengeschwindigkeit von 4.340 m/s für das High-Strain-Verfahren am Modellpfehl 1. Der Wert ist geringer als der am Pfeilkopf bestimmte Wert von 4.506 m/s bei Anwendung des Low-Strain-Verfahrens (Tabelle 5.4, Kap. 5.3.1).

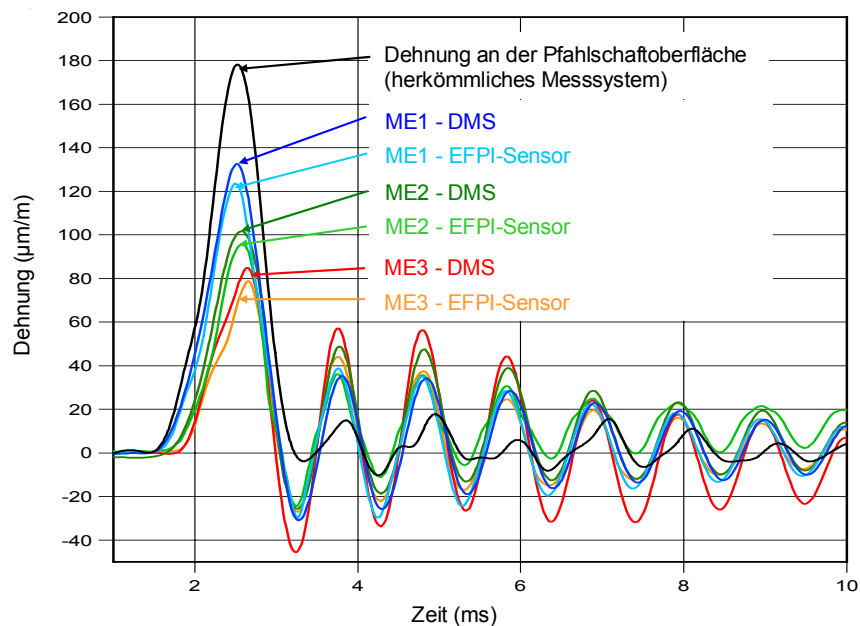


Bild 5.16: Vergleich der Dehnungsverläufe am Modellpfehl 1 bei Belastung mit dem High-Strain-Verfahren (60 kg Fallgewicht, 70 cm Fallhöhe).

Die in Bild 5.16 erkennbaren Unterschiede in den Messwertverläufen der verschiedenen Sensoren werden im Folgenden weitergehend diskutiert. Der Vergleich der im Pfeilinnern gemessenen Dehnungen zum Zeitpunkt des ersten Wellendurchlaufs zeigt, dass die EFPI-Sensoren im Mittel um ca. 5 % geringere Werte liefern als die DMS. Diese Abweichung wird bei allen drei Messebenen in ähnlicher Größenordnung festgestellt. Unter Berücksichtigung der in Kap. 4.4.3 ermittelten Dehnungsübertragungsfaktoren von 0,97 bis 0,98 vom Sensorträger auf die EFPI-Sensoren bei quasi-statischer Belastung reduziert sich diese Abweichung auf 2 % bis 3 %. Da die Eigenschaften der Dehnungsübertragung für diese Art der dynamischen Beanspruchung durch keinen der bisher vorgestellten Versuche untersucht wurde, wird diese verbleibende Abweichung als experimentell ermittelter Dehnungsübertragungsfaktor bei Anwendung des High-Strain-Verfahrens interpretiert. Die Richtigkeit der mit den DMS ermittelten Dehnungen wird dabei als Voraussetzung angenommen. Für den Einsatz der EFPI-Sensoren beim High-Strain-Verfahren ist der zu berücksichtigende Dehnungsübertragungsfaktor damit doppelt so groß wie bei statischer Beanspruchung. Für den Vergleich der Dehnungen im Pfeilinnern wird diese Messunsicherheit für die Verhältnisse des Modellversuchs als ausreichend klein bewertet.

Die Dehnungsreduktion je Messebene zum Zeitpunkt des ersten Wellendurchlaufs kann auf die Interaktion des Pfeils mit dem Modellboden durch Mantelwiderstand und Abstrahlungsdämpfung zurückgeführt werden.



Im Vergleich zwischen der zum Zeitpunkt des ersten Wellendurchlaufs im Pfahlinnern an ME1 und der an der Pfahlschaftoberfläche zwischen Pfahlkopf und ME1 (herkömmliche Sensoren) gemessenen Dehnung wird eine größere Abweichung festgestellt. Aufbauend auf den Erkenntnissen der Untersuchungen an kleinmaßstäblichen Betonproben (Kap. 4.4.4) wurde eine höhere Dehnung im Pfahlinnern, verursacht durch die festgestellte versteifende Rückwirkung des eingebetteten Sensorträgers, erwartet. Entgegen dieser Erwartung wurden an ME1 jedoch geringere Werte als an der Pfahlschaftoberfläche registriert. Dies kann folgende Ursachen haben.

Einerseits befinden sich beide Messebenen nicht in exakt gleicher Tiefenlage unterhalb des Pfahlkopfs. Diese Anordnung wurde gewählt, um bei der gegebenen Modellpfahlgeometrie durch die notwendigen Bohrungen für die herkömmlichen Sensoren und die damit verbundene zusätzliche Querschnittsschwächung eine Sollbruchstelle in Höhe der ME1 zu vermeiden. Durch innere Reibung im Beton kann deshalb ein Dehnungsverlust von der am Pfahlschaft montierten oberen Messebene zur strukturintegrierten ME1 begründet sein, der jedoch nicht in der festgestellten Größenordnung von ca.  $45 \mu\text{m/m}$  liegen dürfte.

Andererseits kann die unterschiedliche Messlänge der beiden Sensorarten eine mögliche Ursache sein. Die Messlänge der herkömmlichen Sensoren beträgt mit ca. 75 mm fast das Dreifache der Messlänge der eingebetteten Aufnehmer. Der verbleibende Teil des Dehnungsverlusts kann erklärt werden, wenn unterstellt wird, dass die gewählte Messlänge (Kap. 4.4.2.2) der eingebetteten Aufnehmer noch zu gering ist, um einen repräsentativen Mittelwert der Betonverformung beim High-Strain-Verfahren zu erfassen. Für die Modellpfahlgeometrie und die Eigenschaften der Wellenausbreitung beim Low-Strain-Verfahren konnte die Messlänge der eingebetteten Aufnehmer jedoch nicht vergrößert werden, um mit beiden Modellpfählen die Eignung der Aufnehmer bei allen drei Belastungsarten untersuchen zu können. Darüber hinaus wurde die Messlänge des eingebetteten Aufnehmers auf der Basis von Erfahrungen aus der Literatur ausreichend groß dimensioniert. Diese am Modellpfahl gewonnenen Erkenntnisse werden in die konstruktive Gestaltung des Aufnehmers für großmaßstäbliche Versuche einfließen (Kap. 6) und anhand der Validierung in-situ entsprechend weitergehend überprüft.

Eine weitere Begründung für die festgestellten Abweichungen kann der bei den Versuchen nicht vollständig zentrische Lasteintrag sein. Die Mittelwertbildung der Dehnung der an der Pfahlschaftoberfläche an zwei gegenüberliegenden Seiten montierten Sensoren führt zwangsläufig zu Fehlern, woraus Unterschiede im Vergleich der verschiedenen Sensortypen entstehen.

Auffällig an den in Bild 5.16 dargestellten Dehnungsverläufen sind auch Unterschiede nach dem ersten Wellendurchlauf. Die eingebetteten Dehnungssensoren zeigen in diesem Zeitbereich höhere Werte als die herkömmlichen Sensoren an der Oberfläche. Daraus kann gefolgert werden, dass eine ausreichend gute Ankopplung des Sensorträgers an den Pfahlbeton gegeben ist. Konstruktive Details des Messwertaufnehmers kommen deshalb nur mit geringer Wahrscheinlichkeit als Begründung für diese Abweichungen in Frage. Die Dehnung im Pfahlinnern ist demnach tatsächlich größer als an der Pfahlschaftoberfläche. Ob dies ein für den Modellversuch und den daran angepassten Messwertaufnehmer spezifisches Phänomen ist, wird anhand der Feldversuche untersucht (Kap. 6).

Für die Untersuchungen zum Tragverhalten werden die Messwerte in der beim High-Strain-Verfahren üblichen Weise dargestellt. Aus der gemessenen Dehnung wird mit dem dynamischen E-Modul und der Querschnittsfläche des Pfahls der Kraft-Zeitverlauf und aus der gemessenen Beschleunigung der Geschwindigkeits-Zeitverlauf, multipliziert mit der Pfahlimpedanz, dargestellt (Bild 2.18, Kap. 2.5.3).

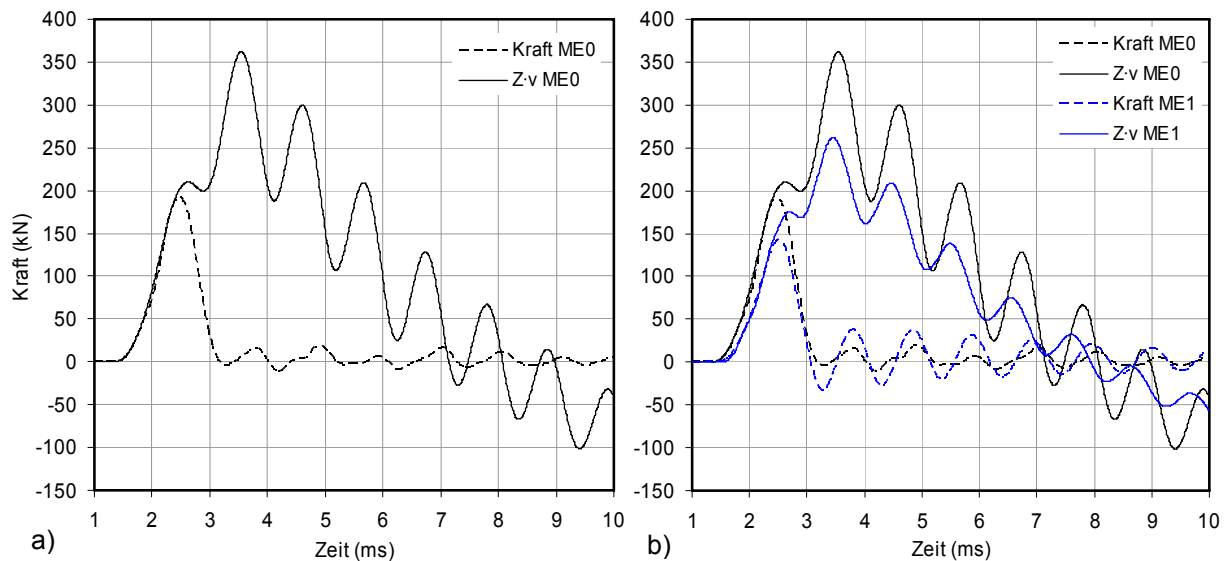


Bild 5.17: Ergebnis von Modellpfahl 1 bei Belastung mit dem High-Strain-Verfahren, 60 kg Fallgewicht, 70 cm Fallhöhe, a) Verlauf von Kraft und Geschwindigkeit · Impedanz (herkömmliches Messsystem), b) Vergleich zu eingebetteten Sensoren in ME1.

In Bild 5.17 a) sind die Ergebnisse des herkömmlichen Messsystems, bezeichnet als Messebene ME0, dargestellt. Bild 5.17 b) zeigt den Vergleich zu den abgeleiteten Größen aus den Messwerten der EFPI-Sensoren in ME1. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit den eingebetteten Sensoren ein zum Vergleichsmesssystem ähnlicher Verlauf darstellbar ist.

Daraus folgt, dass die auf diese Weise aus der inneren Pfahlstruktur gewonnenen Messwerte den üblichen Auswertelgorithmen als Eingangsgrößen zugeführt werden können. Im einfachsten Fall kann die dynamische Probelastung anhand der Messwerte der eingebetteten Sensoren mit den direkten Verfahren, z. B. mit dem CASE-Verfahren, ausgewertet werden. Bei der Messung ausschließlich im Pfahlkopfbereich (herkömmliches Messsystem) fließt dabei ein globaler Dämpfungswert ( $J_c$ ) für den Boden in die Berechnung ein (Gl. 2.38, Kap. 2.5.3). Wegen der Inhomogenität des Baugrunds und der damit verbundenen nicht konstanten Dämpfungsverteilung über die Einbindetiefe eines Pfahls können Ergebnisse dieser direkten Auswerteverfahren mit größeren Unsicherheiten behaftet sein. Diese können durch die erweiterte Pfahlinstrumentierung mit den beschriebenen Messwertaufnehmern reduziert werden. Eine an der Baugrundsichtung orientierte Aufnehmeranordnung im Pfahl ermöglicht die Verwendung des globalen Dämpfungsfaktors für die jeweilige Bodenschicht unterhalb der Sensorebene. Die dadurch abschnittsweise bestimmbareren Tragfähigkeiten können dann hinsichtlich der Gesamttragfähigkeit interpretiert werden. Eine Restunsicherheit bleibt jedoch auch bei dieser Vorgehensweise bestehen.

Von größerem Interesse ist die Verwendung der im Pfahlinnern erfassten Messwertverläufe für eine Auswertung nach den indirekten Verfahren mit Modellbildung (z. B. CAPWAP-Verfahren, Kap. 2.5.3). Dafür muss jedoch eine Konvertierung in das für die Software erforderliche Format durchgeführt werden. Diese Art der Auswertung kann zur Bestätigung oder Optimierung der indirekten Verfahren und für zukünftige Weiterentwicklungen dienen. Dies erfolgt jedoch nicht im Rahmen dieser Arbeit.

Das CAPWAP-Verfahren<sup>2</sup> wird im Folgenden mit den Werten des herkömmlichen Messsystems von beiden Modellpfählen angewendet. Diese Ergebnisse wurden zum Vergleich mit denen der eingebetteten Messwertaufnehmer herangezogen, die bei statischer Belastung erzielt wurden (Kap. 5.3.3.3). Für die Auswertungen mit dem CAPWAP-Verfahren wurden Rammschläge mit höherer eingeleiteter Energie ausgewählt. Die Einbindung beider Pfähle in den Modellsand betrug 1,5 m. Die Daten der zur Auswertung herangezogenen Prüfschläge sind in Tabelle 5.6 enthalten. Bei der Modellbildung für die CAPWAP-Analyse wurde der Boden in 3 Segmente unterteilt. Die Impedanzminderung von Modellpfahl 2 wurde im Pfahlmodell berücksichtigt. Durch die iterative Berechnung wurden die Modellparameter solange variiert, bis eine gute Übereinstimmung der berechneten zur gemessenen Wellenausbreitung gegeben war. Tabelle 5.7 enthält die Ergebnisse der Auswertungen nach dem CAPWAP-Verfahren. Die zugrunde liegenden Messsignale sowie die grafische Darstellung der Ergebnisse sind in Anhang A3 (Bild A3.6 und Bild A3.7) gegeben. Diese enthalten auch die rechnerische Widerstands-Setzungslinie. Die rechnerisch ermittelte Verteilung der Pfahllängskraft und des Mantelwiderstands über die Einbindelänge ist in Tabelle 5.8 angegeben.

Tabelle 5.6: Daten der nach dem CAPWAP-Verfahren ausgewerteten Prüfschläge.

	Modellpfahl 1	Modellpfahl 2
Fallgewicht (kg)	60	60
Fallhöhe (cm)	96	99
theoretisch eingeleitete Energie (Nm)	576	594
bleibende Verschiebung am Pfahlkopf (mm)	1,5	2,0

Tabelle 5.7: Ergebnisse der CAPWAP-Auswertungen für beide Modellpfähle.

	aktivierter statischer Gesamtwiderstand (kN)	Gesamtanteil Mantelwiderstand (kN)	Anteil Spitzenwiderstand (kN)
Modellpfahl 1	75	28	47
Modellpfahl 2	71	30	41

Tabelle 5.8: Verteilung von Pfahllängskraft und Mantelwiderstand (CAPWAP-Verfahren).

Segment	Modellpfahl 1			Modellpfahl 2		
	Tiefe unterhalb Bodenoberkante m	Pfahl- kraft kN	Mantel- widerstand kN/m <sup>2</sup>	Tiefe unterhalb Bodenoberkante m	Pfahl- kraft kN	Mantel- widerstand kN/m <sup>2</sup>
		75			71	
1	0 - 0,5	63	36	0 - 0,5	57	42
2	0,5 - 1,0	53	34	0,5 - 1,0	45	39
3	1,0 - 1,5	47	18	1,0 - 1,5	40	16

<sup>2</sup> Die Software PDA und CAPWAP wurde dem Verfasser für die Auswertung der Versuche dankenswerterweise vom Hersteller Pile Dynamics, Inc., Cleveland, USA zur Verfügung gestellt.

### 5.3.3.3 Vergleich mit Ergebnissen der statischen Probelastung

Dieser Vergleich wurde vorgenommen, da auch in der Praxis die Ergebnisse dynamischer Probelastungen an denen statischer Tests kalibriert werden und die EFPI-Sensoren auch für diese Art der Pfahlprüfung geeignet sein sollen.

In Bild 5.18 sind zunächst die Ergebnisse der Messung von eingeleiteter Kraft und Pfahlkopfverschiebung sowie der Belastungs-Zeitverlauf für beide Modellpfähle in der üblichen Weise (EA-PFÄHLE, 2007) dargestellt. Die maximale Belastung betrug 110 kN bei einer bleibenden Verschiebung am Pfahlkopf von 38 mm (P1) und 49 mm (P2).

Legt man zur Bestimmung der Tragfähigkeit im Grenzzustand GZ 1 den gemessenen Pfahlwiderstand bei der Grenzsetzung nach EA-PFÄHLE (2007) von  $s_g = 0,1 \cdot d_{eq} = 18,1$  mm zugrunde, ergibt sich für P1 eine Grenztragfähigkeit von 85 kN und für P2 von 82 kN.

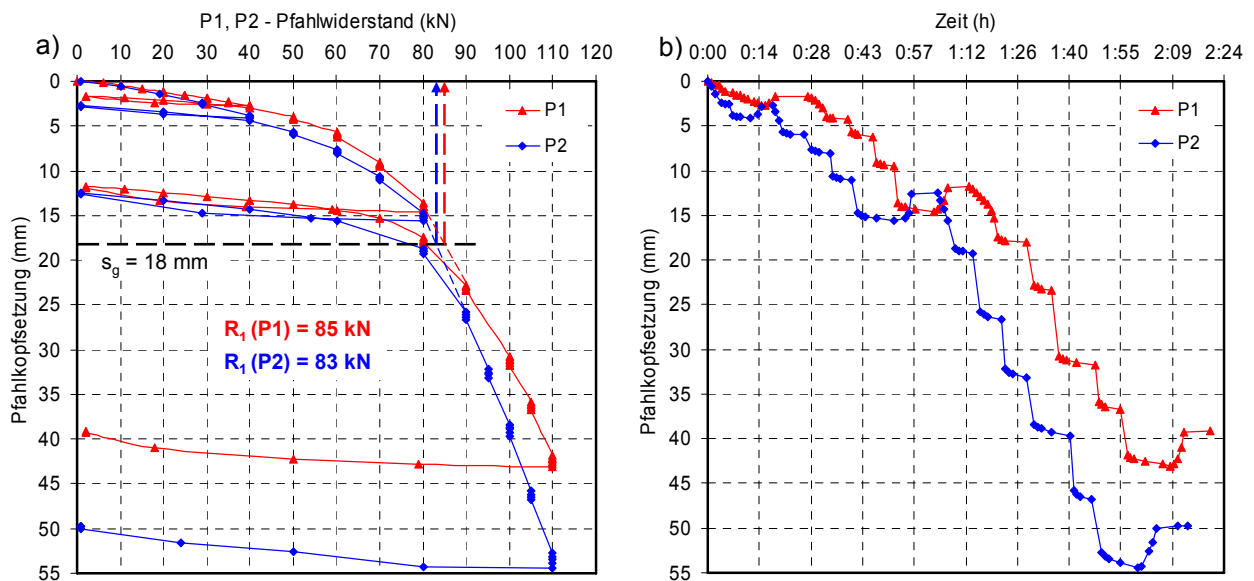


Bild 5.18: Ergebnisse der statischen Probelastungen der Modellpfähle P1 und P2 bei einer Einbindung im Modellboden von 1,5 m, herkömmliche Messung am Pfahlkopf, a) Widerstands-Setzungslinien, b) Zeit-Setzungslinien.

Im Weiteren werden die Interaktionen zwischen Modellpahl und -boden in Form des Spitzenwiderstands und der aus den gemessenen Dehnungen abgeleiteten Mantelwiderstände für Modellpahl 1 betrachtet. In Bild 5.19 sind der Gesamtwiderstand der drei Belastungszyklen, der am Pfahlfuß gemessene Verlauf des Spitzenwiderstands und der Verlauf des Mantelwiderstands als Differenz aus beiden Größen dargestellt.

Bei der Grenzsetzung von 18 mm beträgt der Spitzenwiderstand 56 kN und der Mantelwiderstand 29 kN. Diese Differenz zwischen Pfahlkopf und Pfahlfuß entspricht dem Gesamtanteil des Mantelwiderstands, der mit dem in Tabelle 5.7 angegebenen Wert von 28 kN direkt verglichen und für diese globale Betrachtung eine sehr gute Übereinstimmung zwischen statischer und dynamischer Pfahlprüfung für den ermittelten Mantelwiderstand festgestellt werden kann.

Die mit beiden Verfahren bestimmten Spitzenwiderstände weichen jedoch um 16,7 % voneinander ab. Dieser Unterschied wird darauf zurückgeführt, dass bei dem mit dem CAPWAP-Verfahren ausgewerteten Schlag die am Pfahlkopf erfasste bleibende Verschiebung mit 1,5 mm wesentlich kleiner ist als die der Auswertung der statischen Probelastung zugrunde gelegte von ca. 14 mm bis 15 mm, die nach Bild 5.18 der Grenzsetzung von 18 mm zugeordnet werden

kann. Der setzungsabhängige Spitzenwiderstand konnte demnach mit der dynamischen Probelastung nicht vollständig aktiviert werden, während der Mantelwiderstand bei den erreichten 1,5 mm bleibenden Verschiebungen als vollständig aktiviert betrachtet werden kann.

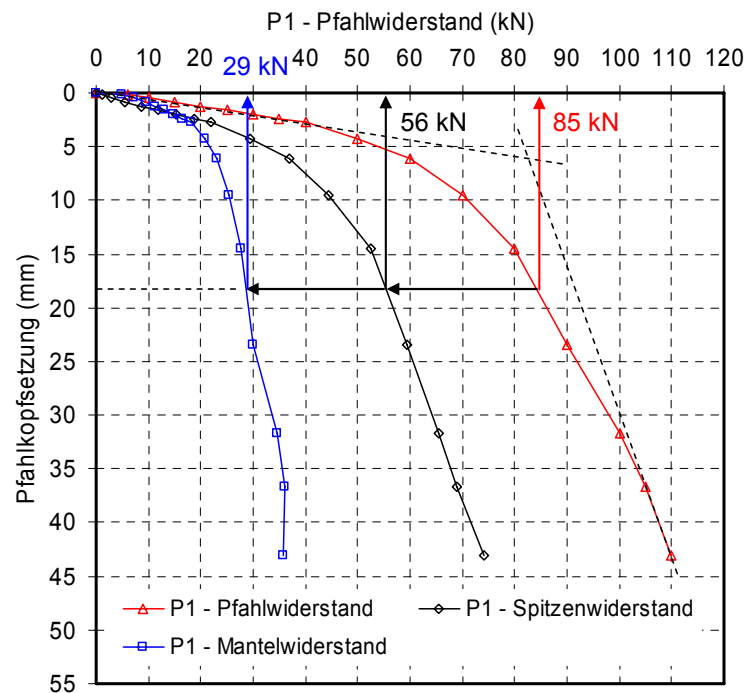


Bild 5.19: Gesamtwiderstand, gemessener Spitzenwiderstand und resultierender Gesamtanteil des Mantelwiderstands: Modellpfahl 1 bei Einbindung im Modellboden von 1,5 m.

Bild 5.20 a) zeigt die mit den DMS ermittelten Dehnungs-Zeitverläufe bei den entsprechenden Laststufen. Es ist das zur Lastkonstanthaltung erforderliche Nachsteuern der Presse erkennbar. In Bild 5.20 b) sind die Abweichungen zwischen den eingebetteten DMS und EFPI-Sensoren je Messebene aufgetragen. Die mittlere Abweichung der Werte beider Sensortypen beträgt 5 % bis 10 % bei statischer Belastung und ist damit größer als bei dynamischer Belastung. Die Eignung der EFPI-Sensoren für die Dehnungsmessung bei statischen Probelastungen ist unter Berücksichtigung dieser Werte für die Randbedingungen der Modellversuche nachgewiesen.

Aus den im Pfahlinnern gemessenen Dehnungsverläufen wurden mit der Querschnittsfläche und dem E-Modul des Pfahlmaterials (Tabelle 5.1) der Normalkraftverlauf und die Verteilung des Mantelwiderstands über die Einbindetiefe bestimmt. Die Differenz zwischen den Normalkräften an zwei übereinander angeordneten Messebenen ergibt den Anteil des Mantelwiderstands in diesem Bereich, d. h. den Anteil der Belastung, der in dieser Schicht über Reibung abgetragen wird. Bild 5.21 a) zeigt den zu Bild 5.20 a) zugehörigen Dehnungsverlauf in Abhängigkeit der Belastung am Pfahlkopf. Bild 5.21 b) zeigt den Verlauf der resultierenden Normalkraft bei Maximalbelastung je Zyklus. Daraus wird abschnittsweise der Verlauf des Mantelwiderstands bestimmt, der für den dritten Belastungszyklus in Bild 5.22 dargestellt ist. Zusätzlich ist in Bild 5.22 die mit dem CAPWAP-Verfahren bestimmte Verteilung des Mantelwiderstands dargestellt (Tabelle 5.8).

Bild 5.22 zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung im Vergleich von statischer und dynamischer Belastung. Die Reduktion der Mantelreibung mit der Einbindetiefe kann mit großer Wahrscheinlichkeit durch die Randbedingungen des Modellversuchs (kurze Pfahllänge mit geringer Einbindung in den Modellboden) begründet werden. Im Bereich des

untersten Pfahlsegments ist die Interaktion zwischen Mantel- und Spitzenwiderstand anhand des geringen Wertes des Mantelwiderstands deutlich zu erkennen.

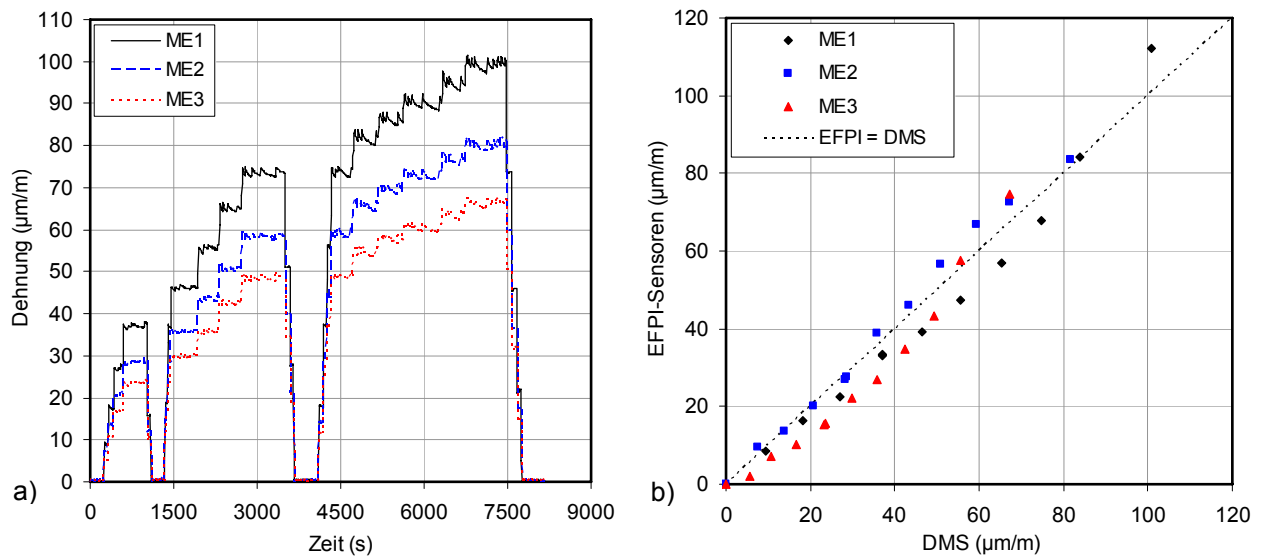


Bild 5.20: Ergebnisse der statischen Probelastung am Modellpfahl, a) Dehnung (DMS) je Messebene und Laststufe, b) Vergleich DMS und EFPI-Sensoren je Messebene.

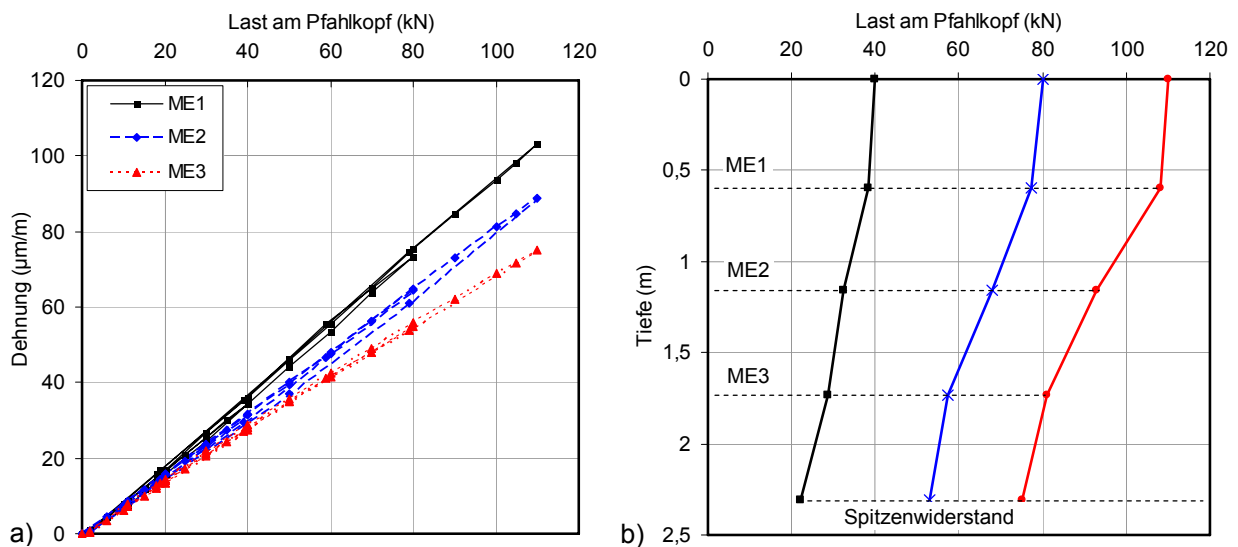


Bild 5.21: Ergebnisse der statischen Probelastung am Modellpfahl, a) Dehnung je Messebene über aufgebrachtener Last am Pfahlkopf, b) abgeleitete Normalkraft im Pfahl.

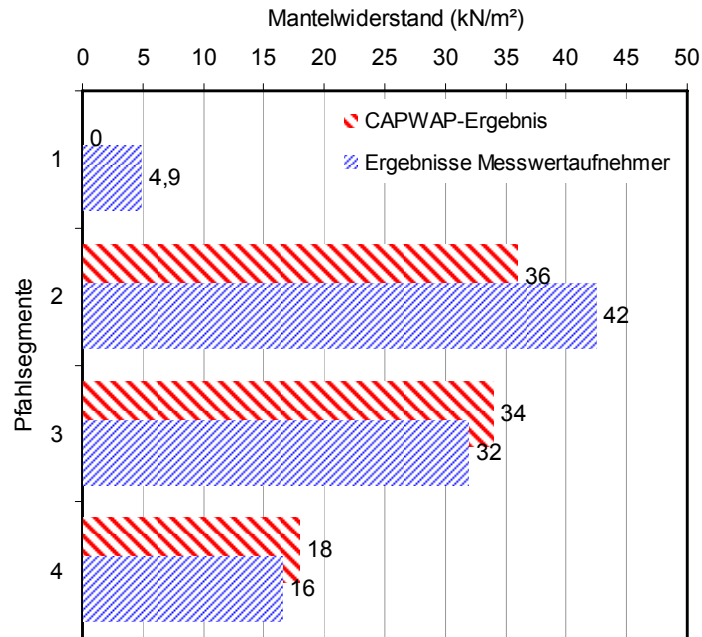


Bild 5.22: Mantelreibungverteilung: Vergleich der Ergebnisse des CAPWAP-Verfahrens mit den aus Messung der Dehnung im Pfehlinnern abgeleiteten Werten.

#### 5.4 Schlussfolgerungen

Die vorgestellten Untersuchungen an Modellpfählen zeigen, dass die EFPI-Sensoren, der Messwertaufnehmer und die im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Installationsmethodik für die Anwendung bei allen drei behandelten Verfahren der Pfahlprüfung, insbesondere für die dynamische Pfahlprüfung, geeignet sind. Für die Randbedingungen des Modellversuchs sind die festgestellten Abweichungen zu den zum Vergleich verwendeten Sensoren gering.

Im Vergleich zur Messung der Beschleunigung am Pfahlkopf bei Anwendung des Low-Strain-Verfahrens stellt die erweiterte Instrumentierung des Pfahlschafts mit EFPI-Sensoren eine wesentliche Verbesserung hinsichtlich der Bewertung der Strukturbeschaffenheit von Betonpfählen dar. Die Wellengeschwindigkeit kann dabei abschnittsweise bestimmt und die Betonqualität direkt im betrachteten Pfahlabschnitt bewertet werden. Dadurch ergibt sich auch die Möglichkeit, zwischen Material- und Geometriefehlstellen zu differenzieren. Diese Unterscheidung ist mit Messungen ausschließlich am Pfahlkopf nicht ohne weitere Untersuchungen möglich. Dabei wird eine mittlere Wellengeschwindigkeit für den gesamten Pfahl bestimmt und den Interpretationen zugrunde gelegt. Lokale Schwankungen der Wellengeschwindigkeit, die auf Bereiche geringerer Betongüte hinweisen, bleiben unberücksichtigt. Die erweiterte Pfahlinstrumentierung führt somit zu zuverlässigeren Interpretationen.

Die Untersuchungen zur Erfassung der Wellenausbreitung am Modellpfahl zeigten bei Anwendung des Low-Strain-Verfahrens eine sehr gute Auflösung der geringen Verformungen (Dehnungsamplitude  $< 2 \cdot 10^{-6}$ ) durch die EFPI-Sensoren. Dies ermöglichte die Auswertung im Zeitbereich mit guter Genauigkeit, die auch mit den eingebetteten und zum Vergleich verwendeten Beschleunigungssensoren erreicht wurde. Die Auswertung der Messungen mit den elektrischen DMS war aufgrund der geringeren Empfindlichkeit schwieriger und führte zu größeren Ungenauigkeiten. Dies bestätigt Ergebnisse von PLABMANN (2002), der den Nutzen der erweiterten Pfahlinstrumentierung teilweise bereits beschrieb, jedoch auch auf Schwierigkeiten mit elektrischen DMS hinwies und seine Erkenntnisse deshalb hauptsächlich aus numerischen Berech-

nungen nach der Methode der Finiten Elemente ableitete. Auf eine Darstellung der DMS-Signale der Modellversuche bei Anwendung des Low-Strain-Verfahrens wurde deshalb im Rahmen dieser Arbeit verzichtet.

Es wurde weiterhin gezeigt, dass Fehlstellen in der gewählten Größe mit den eingebetteten EFPI-Sensoren gut erkannt und in deren Lage und Längsausdehnung mit höherer Genauigkeit im Vergleich zum Geschwindigkeits-Zeitverlauf vom Pfahlkopf quantifiziert werden können. Ist der Abstand der Fehlstelle zur betrachteten Messebene im Vergleich zur erzeugten Wellenlänge jedoch gering, wird die Fehlstellenlänge von der entsprechenden ME nicht oder mit größeren Unsicherheiten registriert.

Zur Definition eines Mindestabstands von einer Messebene zur Fehlstelle wird der Grenzwert der von der Pfahlkopfebene noch quantifizierbaren Fehlstellenlänge ( $\lambda_{\text{grenz}}/4$ ) nach PLAßMANN (2002) betrachtet. Die Grenzwellenlänge des in Bild 5.13 abgebildeten Versuchs (Stahlkugel,  $\varnothing$  30 mm) beträgt 0,58 m (Tabelle 5.3).  $\lambda_{\text{grenz}}/4$  ergibt sich daraus zu 0,145 m. Der Abstand der ME2 zum Fehlstellenbeginn ist mit 0,163 m größer als dieser Grenzwert. Für den Mindestabstand eingebetteter Aufnehmer zu Fehlstellen muss demnach ein größerer Wert als  $\lambda_{\text{grenz}}/4$  angenommen werden, um mit dieser Messebene eine Quantifizierung der Länge der Fehlstelle zu ermöglichen. Daraus wird gefolgert, dass eine größere Anzahl von eingebetteten EFPI-Sensoren in Pfahllängsrichtung (höhere Sensordichte) sinnvoll ist. Mit Sensoren in ausreichendem Abstand zu Fehlstellen können diese lokalisiert werden. Nah an Fehlstellen gelegene Messebenen geben zusätzlich durch die fehlenden charakteristischen Ausschläge im Signal einen Hinweis auf deren Lage.

Übertragen auf Verhältnisse von Betonpfählen in-situ ist dies insbesondere von Bedeutung, wenn mehrere Fehlstellen vorhanden sind oder das Messsignal vom Pfahlkopf keine eindeutige Detektion der Pfahlfußreflexion ermöglicht. Nach den Ergebnissen der Modellversuche sind die hochauflösenden faseroptischen EFPI-Sensoren dafür gut geeignet. Die Realisierung einer hohen Sensordichte mit EFPI-Sensoren sollte demnach ein zukünftiger Untersuchungsschwerpunkt sein, um eine zuverlässigere Fehlstellendetektion und -quantifizierung zu ermöglichen.

Mit den Untersuchungen zum Tragverhalten konnte im Modellversuch gezeigt werden, dass die EFPI-Sensoren die Pfahlverformungen sowohl bei Anwendung des High-Strain-Verfahrens als auch bei statischer Belastung erfassen können. Unter Berücksichtigung der Abweichungen der EFPI-Sensoren zu den Ergebnissen der jeweils verwendeten Vergleichssensoren kann gefolgert werden, dass das Tragverhalten mit EFPI-Sensoren abgeleitet werden kann. Eine Bewertung der im Modellversuch ermittelten Absolutwerte des Spitzen- und Mantelwiderstands wird im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt. Aufgrund der Modellparameter sind nur qualitative Aussagen möglich, die jedoch für die Bewertung der Sensorik bezüglich deren Eignung zur Tragfähigkeitsanalyse als ausreichend bewertet werden.

In Feldversuchen muss der faseroptische Messwertaufnehmer zukünftig unter realen Baustellenbedingungen validiert werden. In Kap. 6 werden diesbezüglich erste Untersuchungen vorgestellt.



## 6 Feldversuche

Die Anforderungen an die Messtechnik sind unter den Herstellungs- und Belastungsbedingungen in der Realität weitaus größer und unterscheiden sich erheblich von denen im Labor. Die wissenschaftlichen Ergebnisse der Modellversuche müssen deshalb unter realen Verhältnissen verifiziert werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden deshalb Untersuchungen an großmaßstäblichen Fertigpfählen aus Stahlbeton in Feldversuchen durchgeführt, die in diesem Kapitel vorgestellt werden. Die Erkenntnisse aus den Laborversuchen bezüglich der Dehnungsübertragung und des entwickelten Messwertaufnehmers (Kap. 4) wurden als Grundlage herangezogen. Das Messsystem wurde entsprechend an in-situ Bedingungen angepasst und unter realen Verhältnissen eingesetzt. Im Folgenden werden die wesentlichen Änderungen bezüglich der Messtechnik, die Baugrundsituation und die Pfahlinstrumentierung beschrieben sowie Ergebnisse der struktur-integrierten faseroptischen Sensoren aus den Feldversuchen vorgestellt und diskutiert.

### 6.1 Messwertaufnehmer zur Einbettung in Betonpfähle

Die maßgeblichen Veränderungen im Vergleich zum Messwertaufnehmer für den Modellmaßstab betreffen die Konstruktion des Sensorträgers. Die wesentlichen Parameter, die eine Anpassung an in-situ Verhältnisse erfordern, sind die Größe der Betonzuschlagstoffe und die Länge der kleinsten auftretenden Welle in Pfahllängsrichtung (Kap. 4.4).

Der maximale Korndurchmesser  $d_{\text{Korn}}$  der Betonzuschlagstoffe beträgt bei Bohrpfählen 32 mm (DIN EN 1536:1999) bzw.  $\frac{1}{4}$  des lichten Abstandes der Längsbewehrung. Bei Fertigpfählen aus Stahlbeton wird i. d. R. ein Größtkorn mit 16 mm Durchmesser verwendet. Ausgehend von der in Kap. 4.4.2.2 (Gl. 4.11) getroffenen Definition für die minimale Messlänge  $l_{\text{M,min}}$  des Aufnehmers ergibt sich diese für in-situ Verhältnisse zu

- $l_{\text{M,min}} \geq 5 \cdot d_{\text{Korn}} \geq 160 \text{ mm}$  für Ortbetonbohrpfähle und
- $l_{\text{M,min}} \geq 5 \cdot d_{\text{Korn}} \geq 80 \text{ mm}$  für Fertigpfähle aus Stahlbeton.

Die maximale Messlänge wurde mit  $l_{\text{M,max}} \leq \lambda_{\text{grenz}}/n$  (Gl. 4.12) und  $n \geq 10$  festgelegt. In Bild 5.8 (Kap. 5.3.1.1) ist zu Vergleichszwecken ein Geschwindigkeits-Zeitverlauf eines für in-situ Verhältnisse üblichen Handhammers mit Kunststoffkappe (Low-Strain-Verfahren) mit einer Impulsdauer von  $t_c = 0,8 \text{ ms}$  abgebildet. Für die unter realen Prüfbedingungen auftretende geringste Impulsdauer wird im Weiteren ein Wert von  $t_c = 0,5 \text{ ms}$  angenommen. Nach Gl. (2.31) ergibt sich daraus eine Grenzfrequenz von  $f_{\text{grenz}} = 2.000 \text{ Hz}$ . Mit Gl. (2.32) und dem unteren Grenzwert der Dehnwellengeschwindigkeit für gute Betonqualität nach Tabelle 2.2 von  $c_D = 3.300 \text{ m/s}$  folgt die Grenzwellenlänge zu  $\lambda_{\text{grenz}} = 1,65 \text{ m}$ . Nach Gl. (4.12) darf die Messlänge nicht größer als 165 mm sein, wenn eine Auflösung von  $n = 10$  als ausreichend genau angenommen wird. Nach dieser Dimensionierung werden repräsentative Dehnungen bei Pfahlsystemen aus Beton mit einer Messlänge von 160 mm zuverlässig erfasst.

Die Dehnsteifigkeit des Sensorträgers wird analog zu dem in Kap. 4.4.2.3 beschriebenen Vorgehen mit dem Ansatz  $(EA)_{\text{Träger}} \leq (EA)_{\text{Beton}}$  nach Gl. (4.15) bemessen. Der Innendurchmesser von  $d_i = 13 \text{ mm}$  wurde beibehalten. Mit einem Außendurchmesser des Sensorträgers im Bereich der Sensoren von  $d_a = 16 \text{ mm}$  und der Schutzschicht von  $d_s \geq 23 \text{ mm}$  ist diese Anforderung für  $E_{\text{Beton}} \geq 33.000 \text{ N/mm}^2$  erfüllt. Der verwendete Pfahlbeton mit der Festigkeitsklasse C50/60 weist nach DIN 1045-1:2001 einen mittleren statischen E-Modul von  $E = 36.800 \text{ N/mm}^2$  auf. Es wurde analog zum Modellversuch ein korrosionsbeständiger Stahl (1.4429,  $R_{p0,2} \geq$

300 N/mm<sup>2</sup>,  $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$ ) mit einer elastischen Dehnbarkeit bis zu 1.500  $\mu\text{m/m}$  für den Einbau in einen Fertigpfahl verwendet.

In Bild 6.1 a) und Bild 6.1 b) ist ein Messwertaufnehmer mit den im Vergleich zum Modellmaßstab angepassten konstruktiven Details dargestellt. Bild 6.1 c) zeigt ein repräsentatives Ergebnis der Kalibrierung im Labor. Die Richtigkeit der Ergebnisse der am Aufnehmer installierten DMS wird für die Bewertung der EFPI-Sensoren vorausgesetzt. Die Übertragbarkeit des Dehnungsübertragungsverhaltens vom Modell auf den realen Messwertaufnehmer kann damit bestätigt werden. Der mittlere Dehnungsübertragungsfaktor für das dargestellte Ergebnis beträgt 0,986 ( $\epsilon_{\text{EFPI-Sensor}}/\epsilon_{\text{DMS}}$ ) und liegt im Bereich der ermittelten Werte der Grundlagenuntersuchungen (Kap. 4.3.5, Tabelle 4.4).

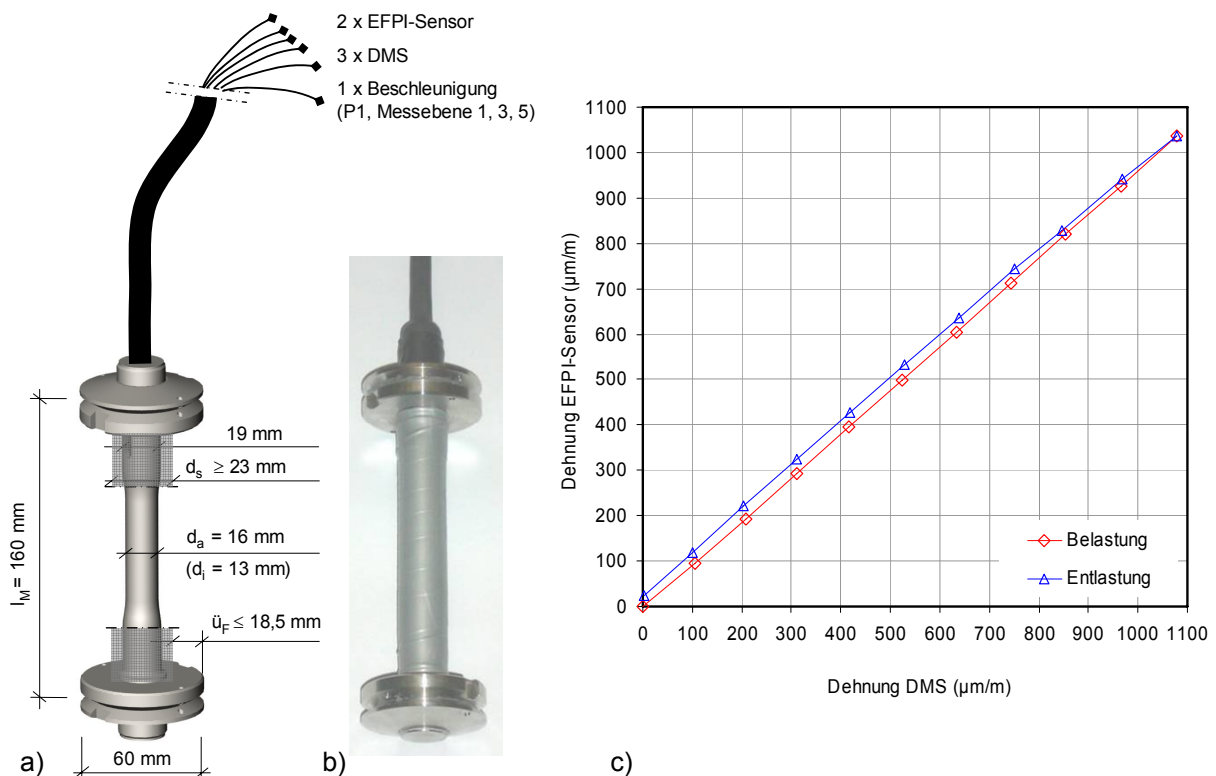


Bild 6.1: Messwertaufnehmer für großmaßstäbliche Betonpfähle: a) schematische Darstellung, b) Foto vor der Einbettung, c) Ergebnis der Dehnungsübertragung vom Sensorträger auf den EFPI-Sensor im Vergleich zum DMS bei quasi-statischer axialer Zugbelastung.

Die weiteren Konstruktionsmerkmale des Aufnehmers wurden beibehalten. Die Anordnung der Sensoren erfolgte analog zu der in Kap. 4.4 beschriebenen (Bild 4.18). Es wurden zwei EFPI-Sensoren und drei DMS-Vollbrücken mittig in Längsrichtung auf der inneren und äußeren Oberfläche des zylindrischen Hohlkörpers appliziert. Die Übertragung der Betondehnung erfolgt auch bei dieser Konstruktion über Flansche, die aus je zwei Teilen bestehen und mit dem Dehnungskörper verschraubt sind.

Ein deutlicher Vorteil im Vergleich zum Aufnehmer für die Modellpfähle ergibt sich bei diesem Aufnehmer durch die Führung der Lichtwellenleiter im Innern des Hohlzylinders. Durch die größere Messlänge können starke Krümmungen des Lichtwellenleiters und dadurch der ungünstige Einfluss der Rückstreuung des eingestrahlt Lichts vermieden werden.

## 6.2 Baugrundverhältnisse und Testpfähle

Das Versuchsfeld mit Abmessungen von 6 m · 6 m wurde an einem für Pfahlgründungen typischen Standort eingerichtet. Die örtlichen Baugrundeigenschaften wurden durch bodenmechanische Feld- und Laborversuche bestimmt. Anhand einer Bohrung bis 22 m unter Geländeoberkante (GOK) mit Entnahme von Bodenproben, zweier Drucksondierungen bis 25 m und bis 30 m unter GOK sowie mehrerer Flügelsondierungen in unterschiedlicher Tiefe wurden der Schichtenaufbau und die Festigkeitseigenschaften des Bodens ermittelt.

Der Baugrund besteht unterhalb einer ca. 3 m mächtigen Auffüllung aus einer ca. 11 m mächtigen Kleischicht weicher bis steifer Konsistenz, die mit Humus, Pflanzenresten, Torf- und Sandbändern durchzogen ist. Darunter stehen tragfähige Schichten aus Fein- und Mittelsand an. Der Spitzendruck der Drucksondierung  $q_c$  beträgt im Klei  $< 1 \text{ MN/m}^2$  und streut im Sand im Bereich der geplanten Pfahleinbindung zwischen  $7 \text{ MN/m}^2$  und  $20 \text{ MN/m}^2$ . Die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  des Kleis beträgt  $25 \text{ kN/m}^2$  bis  $30 \text{ kN/m}^2$ . Im Bereich von Torfeinlagen ist diese mit Werten bis maximal  $10 \text{ kN/m}^2$  geringer und im Bereich von Sandeinlagen höher (bis  $35 \text{ kN/m}^2$ ). In Bild 6.2 a) ist das Ergebnis einer der beiden Drucksondierungen und der Bohrung dargestellt. Nach DIN 4094-1:2002 kann anhand des Spitzenwiderstands der Drucksonde mit dem empirischen Zusammenhang

$$D = -0,23 + 0,6 \lg(q_c) \quad (6.1)$$

auf die Lagerungsdichte in enggestuften Sanden geschlossen werden. Im Bereich der Pfahleinbindung folgt daraus eine mitteldichte Lagerung der Fein- und Mittelsande, die im Bericht über die geotechnischen Untersuchungen (MÜCKE, 2007) in die Bodengruppe SE und die Bodenklasse 3 eingestuft wurden.

Im Versuchsfeld wurden zwei 19 m lange Fertigpfähle aus Stahlbeton der Centrum Pfähle GmbH mit Querschnittsabmessungen von 40 cm · 40 cm (P1) und 35 cm · 35 cm (P2) eingebracht. Beide Pfähle wurden mit je acht Messwertaufnehmern in fünf Messebenen instrumentiert. Die Messebenen befanden sich jeweils an den maßgeblichen Schichtgrenzen sowie in der Mitte der Kleischicht. Die untersten beiden Messebenen wurden im tragfähigen Boden im gleichen Abstand zueinander und zum Pfahlfuß angeordnet. Bild 6.2 b) zeigt die Lage der Testpfähle in Relation zum Baugrundaufbau zum Zeitpunkt nach der Rammung und die Anordnung der Messebenen in Pfahllängsrichtung. Zu diesem Zeitpunkt betrug die Einbindung im Baugrund 18 m und im tragfähigen Sand 3,5 m. Die Pfahlkopfebene befand sich 1 m über GOK.

Bild 6.3 zeigt die Lage der Messwertaufnehmer im Querschnitt. Die oberste (ME1), mittlere (ME3) und unterste (ME5) Messebene wurde mit je zwei Aufnehmern instrumentiert. Der einzelne Aufnehmer in ME2 und in ME4 befindet sich im Querschnitt in der gleichen Position wie einer der Aufnehmer in den anderen Ebenen. Dadurch stand für die Messungen eine kurze (drei Aufnehmer) und eine lange Messkette (fünf Aufnehmer) in Pfahllängsrichtung zur Verfügung. Pfahl P1 wurde in ME1, ME3 und ME5 zusätzlich zu den Dehnungssensoren mit einem im Aufnehmer integrierten Beschleunigungssensor instrumentiert.

In Bild 6.4 sind das Versuchsfeld, die Lage Testpfähle und der Baugrunderkundungsmaßnahmen abgebildet. Für die statische Probelastung der Testpfähle wurden zusätzlich Reaktionspfähle angeordnet.

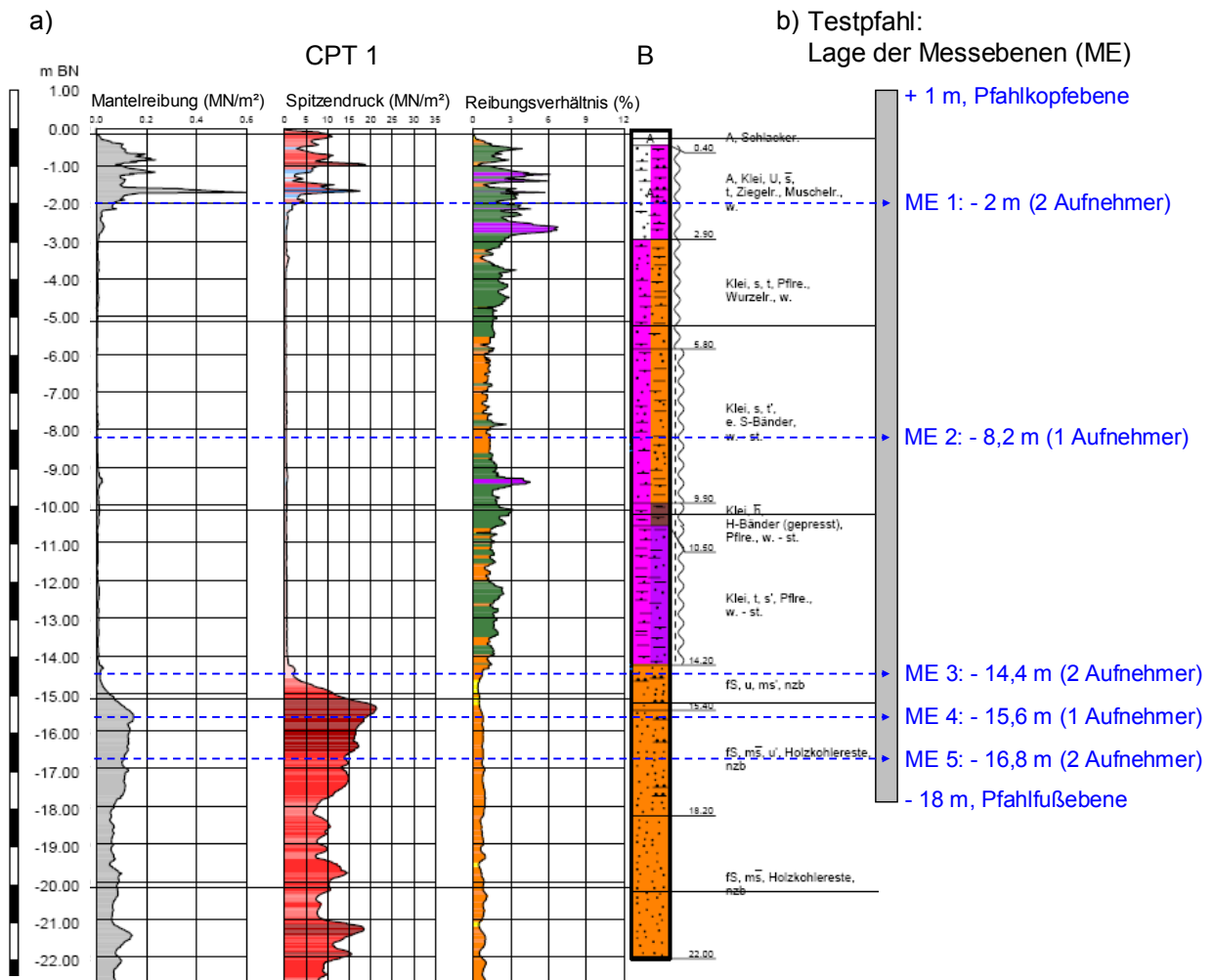


Bild 6.2: a) Baugrundaufbau: Ergebnisse einer Drucksondierung (CPT 1) und der Bohrung (B), b) Lage der Messebenen in Pfahllängsrichtung (nach der Rammung).



Bild 6.3: Lage der Messwertaufnehmer im Querschnitt.

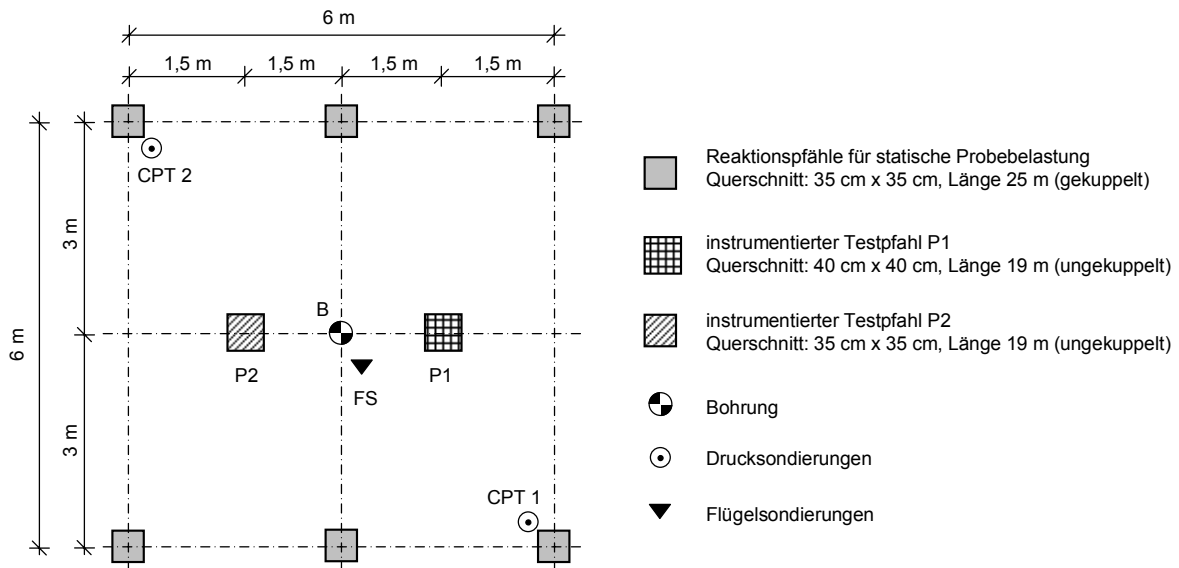


Bild 6.4: Versuchsfeld für die dynamische und statische Pfahlprüfung: Pfahlanordnung und Lage der Baugrunderkundungsmaßnahmen.

Das Messgerät zur Steuerung der EFPI-Sensoren (Bild 5.7, Kap. 5.2.5) wurde modular derart erweitert, dass alle 16 faseroptischen Kanäle zeitgleich gemessen werden konnten. Die Wandlung der optischen in elektrische Signale erfolgte im Messgerät. Mit einer Vielstellenmessanlage (DEWE5000) wurden dann die 16 faseroptischen Kanäle, 24 DMS Vollbrücken und bei P1 zusätzlich drei Beschleunigungssensoren mit einer Abtastrate von  $\geq 100$  kHz je Kanal für die dynamischen Messungen erfasst.

## 6.3 Anwendung des Low-Strain-Verfahrens

### 6.3.1 Funktionskontrolle der Sensorik vor der Pfahlrammung

Vor der Rammung wurden die auf dem Versuchsfeld liegenden Testpfähle durch Hammerschlag am Pfahlkopf angeregt, die Strukturantwort mit allen Sensoren im Pfahlinnern und die Beschleunigung am Pfahlkopf gemessen. Das Ziel dieser Untersuchung war die Kontrolle der Funktion der eingebetteten Sensoren nach der Pfahlherstellung sowie die Erfassung der Wellenausbreitung ohne Einfluss des Baugrunds.

In Bild 6.5 a) sind für einen Hammerschlag an Pfahl P1 die aus den Beschleunigungsmessungen ermittelten Geschwindigkeits-Zeitverläufe am Pfahlkopf und in den drei Messebenen ME1, ME3 und ME5 dargestellt. Bild 6.5 b) zeigt die Dehnungs-Zeitverläufe der EFPI-Sensoren und der DMS. Die im Pfahlinnern an ME1 ermittelte maximale Geschwindigkeit beträgt für diesen Hammerschlag 0,7 cm/s. Die maximalen Verformungen im Pfahlinnern betragen 2,2  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Diese Größen sind von den Eigenschaften des verwendeten Handhammers und von der manuell aufgetragenen Intensität des Schlags abhängig und variieren von Schlag zu Schlag. Für den in Bild 6.5 abgebildeten Schlag wurde ein Stahlhammer mit Kunststoffkappe verwendet.

Die Wellenausbreitung im Pfahl wird mit allen Sensoren im Zeitbereich gut abgebildet. Lediglich die Geschwindigkeit am Pfahlkopf weicht im Bereich von  $t = 2 \cdot l/c$  vom Verlauf der Nulllinie ab. Der Grund dafür ist die Intensität des Hammerschlags direkt neben dem Beschleunigungsaufnehmer am Pfahlkopf, die zur Erzeugung einer höheren Dehnungsamplitude im Pfahlinnern größer gewählt wurde als bei der herkömmlichen Messung am Pfahlkopf üblich.

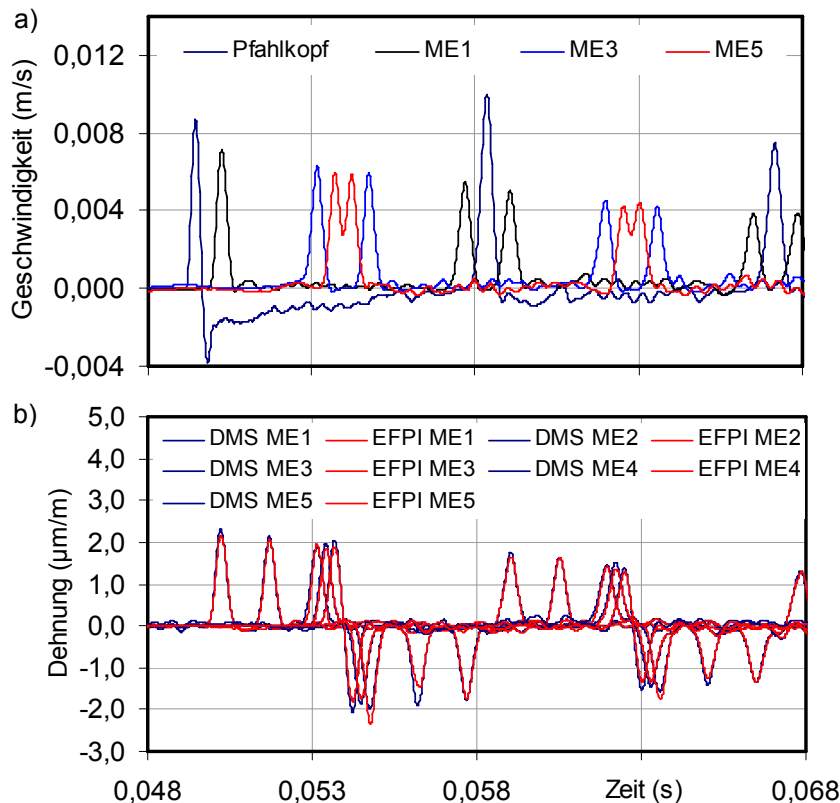


Bild 6.5: Messergebnisse von Testpfahl P1 bei Anwendung des Low-Strain-Verfahrens vor der Rammung: a) Geschwindigkeits-Zeitverläufe am Pfahlkopf, ME1, ME3 und ME5, b) Dehnungs-Zeitverläufe an den Messebenen ME1 bis ME5 der EFPI-Sensoren und DMS (Druckwelle mit positivem Vorzeichen).

Im Unterschied zum Dehnungs-Zeitverlauf ist im Geschwindigkeits-Zeitverlauf an ME5 bereits eine Überlagerung der zum Pfahlfuß laufenden mit der dort reflektierten Welle zu erkennen. Daraus kann gefolgert werden, dass für die eingetragene Wellenlänge die Wellenausbreitung im Dehnungs-Zeitverlauf genauer abgebildet werden kann. Grund dafür ist die Grenzfläche am Pfahlfuß, an der aufgrund der gegebenen Lagerungsbedingungen im Baugrund ein Wechsel von Druck- zu Zugbeanspruchung auftritt (freies Ende).

Die Ergebnisse der Funktionskontrollen zeigen, dass die eingebetteten Messwertaufnehmer mit den integrierten Sensoren den robusten Bedingungen bei der Installation am Bewehrungskorb, der Betonierung sowie dem Transport standhalten können. Die zu verzeichnenden Verluste an Sensoren (1 DMS und 1 EFPI-Sensor bei P1, 3 EFPI-Sensoren bei P2) sind vernachlässigbar gering (6 %) und auf Kabelbeschädigungen während des Einbaus im Bewehrungskorb vor der Betonierung zurückzuführen. In jeder Messebene standen für die Auswertung der im Weiteren vorgestellten Messungen ausreichend Messinformationen zur Verfügung.

Anhand dieser Messungen wurden abschnittsweise die Wellengeschwindigkeiten bestimmt und im Vergleich mit den Ergebnissen nach der Rammung weitere Interpretationen abgeleitet.

### 6.3.2 Messungen nach der Pfahlrammung

Die Wellenausbreitung wurde bei beiden Testpfählen mit dem Low-Strain-Verfahren nach der Rammung bei 18 m Einbindung im Baugrund untersucht. Bild 6.6 zeigt die Geschwindigkeits-Zeitverläufe von P1 und P2, die mit dem herkömmlichen Messsystem zur Pfahlintegritätsprü-

fung am Pfahlkopf aufgezeichnet wurden. Die Signale sind zur Visualisierung der Strukturantwort aus größerer Tiefe mit zunehmender Einbindelänge exponentiell verstärkt. Zum Vergleich sind die Geschwindigkeits-Zeitverläufe beider Pfähle vom Zeitpunkt vor der Rammung in der Darstellung enthalten. Bei diesen Signalen war keine Verstärkung erforderlich.

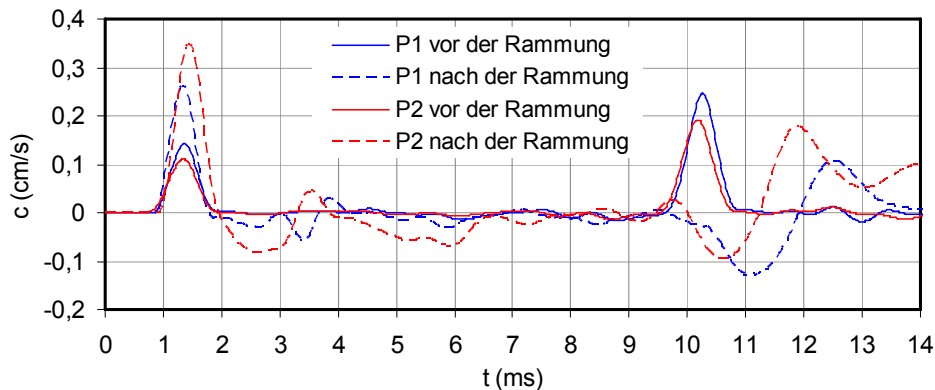


Bild 6.6: Geschwindigkeits-Zeitverläufe am Pfahlkopf der Testpfähle P1 und P2 vor und nach der Rammung.

Die Ergebnisse von beiden Testzeitpunkten unterscheiden sich deutlich voneinander. Vor der Rammung ist die Wellenausbreitung nur gering durch dissipative Dämpfung (Amplitudenabnahme) und Einflüsse der Viskoelastizität des Pfahlbetons (Amplitudenabnahme und Änderung der Wellenform) beeinflusst (Kap. 2.3.4). Die Wellengeschwindigkeit kann nach Gl. (2.27) eindeutig durch Messung der Zeitdifferenz zwischen Impulseinleitung und der deutlich ausgeprägten Pfahlfußreflexion zu 4.260 m/s (P1) und zu 4.290 m/s (P2) bestimmt werden. Die Werte liegen für den Beton der Festigkeitsklasse C50/60 und das Betonalter zur Testzeit von 68 Tagen im Erfahrungsbereich (Tabelle 2.2, Kap. 2.4.3). Auch ohne die Kenntnis der Wellengeschwindigkeit durch Messung vor der Rammung, die üblicherweise in der praktischen Anwendung des Verfahrens nicht vorliegt, würden Werte in der gemessenen Größenordnung angenommen werden. Diese werden bei der herkömmlichen Auswertung zur Strukturbewertung als mittlere Wellengeschwindigkeit gültig für die ganze Pfahllänge herangezogen.

Nach der Rammung sind Strukturantworten aus größerer Tiefe durch die starke dämpfende Wirkung des Bodens ohne Signalverstärkung am Pfahlkopf nur unsicher bzw. nicht zu erkennen. Der wesentliche Unterschied zu den Ergebnissen vor der Rammung besteht in der Interpretation des Zeitpunkts der Pfahlfußreflexion bzw. der exakten Bestimmung der Wellengeschwindigkeit. Zusätzlich sind in Bild 6.6 eine deutlich veränderte Wellenform und im Zeitbereich zwischen 3 ms und 4 ms Einflüsse zu erkennen, die auf eine Schädigung beider Pfähle nach der Rammung hinweisen (vgl. charakteristische Reflexionen an Impedanzänderungen nach Bild 2.10, Kap. 2.3.3).

In der erwarteten Tiefe kann keine eindeutige Pfahlfußreflexion in den Signalen vom Pfahlkopf beider Pfähle nach der Rammung festgestellt werden. Dies ist ein in der Praxis durchaus vorkommender Fall, insbesondere bei sehr schlanken Pfählen. Wird die Pfahlfußreflexion nicht oder nur undeutlich erkannt, steigt die Unsicherheit der Interpretation der herkömmlichen Messinformation vom Pfahlkopf. Nach der Rammung sind jedoch Ausschläge in den Signalen enthalten, die zeitlich nach der erwarteten Pfahlfußreflexion auftreten und nicht eindeutig dieser zugeordnet werden können. Wird unterstellt, dass die Maxima dieser Ausschläge der Reflexion vom Pfahlfuß zuzuordnen sind, ergeben sich Wellengeschwindigkeiten von 3.400 m/s (P1) und

3.650 m/s (P2). Dies würde Festigkeitsklassen von B15 bis B25 nach Tabelle 2.2, Kap. 2.4.3 bzw. von C16/20 bis C25/30 nach DIN 1045-1:2001 entsprechen. Aus diesem Grund und durch den großen Unterschied zu den bekannten Werten vor der Rammung werden diese Werte als nicht realistisch eingeschätzt und vermutet, dass der Verbund zwischen Pfahl und Boden Einfluss auf die Wellengeschwindigkeit hat. Für die Detektion der Pfahlfußreflexion würden diese Werte in der praktischen Anwendung des Verfahrens mit großer Wahrscheinlichkeit nicht in Ansatz gebracht werden. In Anhang A4.1 sind die Messsignale des herkömmlichen Messsystems vom Pfahlkopf dargestellt.

Zur weitergehenden Interpretation der Pfahlfußreflexion werden die mit den eingebetteten EFPI-Sensoren abschnittsweise bestimmten Wellengeschwindigkeiten herangezogen. Bild 6.7 zeigt die aus der Ankunftszeit der Welle an der jeweiligen ME im Pfahlinneren, bezogen auf den Geschwindigkeits-Zeitverlauf am Pfahlkopf, bestimmten Werte. Bei dieser Auswertung werden die betrachteten Pfahlabschnitte schrittweise vergrößert. Der letzte Punkt auf der Abszisse entspricht der herkömmlichen Messung von Pfahlkopf zu Pfahlkopf ( $t = 2 \cdot l/c$ ). Zum Vergleich ist diese Auswertung auch von den Messungen vor der Rammung dargestellt.

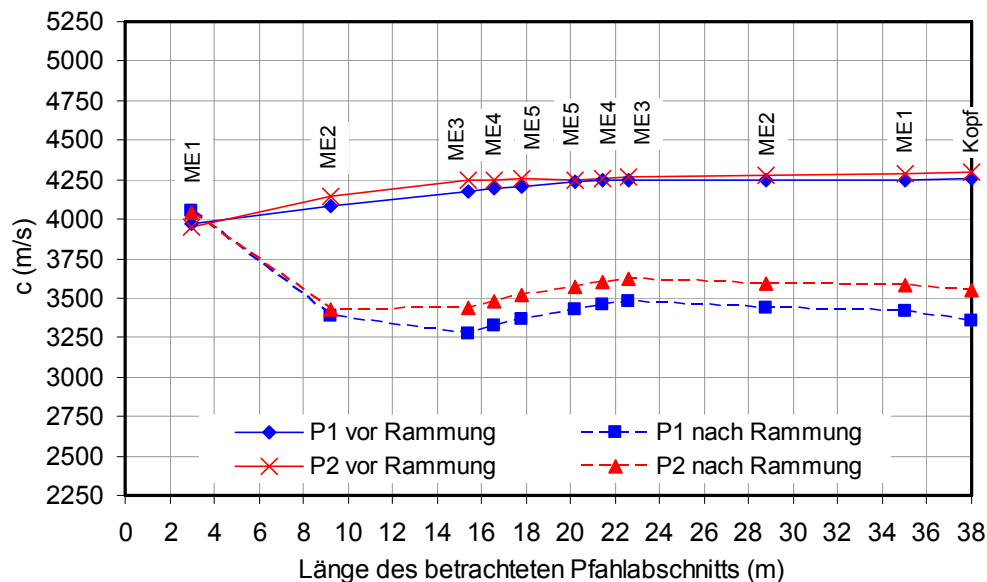


Bild 6.7: Abschnittsweise zwischen Pfahlkopf und jeweiliger Messebene bestimmte Wellengeschwindigkeit für P1 und P2 vor und nach der Rammung für  $t = 2 \cdot l/c$ .

Die Wellengeschwindigkeit zwischen Pfahlkopf und ME1 ist mit ca. 4.000 m/s bei beiden Pfählen vor und nach der Rammung näherungsweise gleich. Während der Wert vor der Rammung nach einem geringen Anstieg bis ME3 bei beiden Pfählen konstant bleibt, reduziert dieser sich nach der Rammung zwischen ME1 und ME2 auf ca. 3.400 m/s. Für die größeren Pfahlabschnitte ergeben sich Wellengeschwindigkeiten von 3.360 m/s bis 3.440 m/s (P1) und 3.550 m/s bis 3.590 m/s (P2). Diese Werte stimmen mit denen überein, die zur Interpretation des Pfahlfußes aus der herkömmlichen Pfahlkopfmessung als nicht realistisch eingeschätzt wurden. Die zuverlässige Detektion der Pfahlfußreflexion ist somit durch die erweiterte Pfahlinstrumentierung möglich. Dadurch kann eine genauere Bewertung der Material- und Querschnittseigenschaften der Pfähle vorgenommen werden.

Zur Diskussion der reduzierten Wellengeschwindigkeit werden die Werte herangezogen, die abschnittsweise zwischen den einzelnen Messebenen ermittelt wurden. Bild 6.8 zeigt diese



Auswertungen für die Messungen vor und nach der Rammung an beiden Pfählen. Bild A4.7 in Anhang A4.2 zeigt die zugrunde liegenden Messsignale exemplarisch für Pfahl P1.

Zwischen ME1 und ME2 beträgt die Wellengeschwindigkeit nach der Rammung 3.130 m/s (P1) und 3.200 m/s (P2). Bezogen auf die Werte, die zwischen Pfahlkopf und ME1 ermittelt wurden, betragen die Abweichungen 22,8 % (P1) und 21 % (P2). Im Vergleich zu den Wellengeschwindigkeiten im gleichen Pfahlabschnitt (ME1 - ME2) vor der Rammung ergeben sich 24,4 % (P1) und 24,7 % (P2) Abweichung.

Auf Basis der Ergebnisse der Modellpfahlmessungen (Bild 5.11, Kap. 5.3.1) wurden Streuungen von 4,9 % für  $E_{\text{dyn}}$  und 2,5 % für  $c_D$  als natürliche Streuung der Materialeigenschaften interpretiert und gefolgert, dass größere Abweichungen zwischen benachbarten Pfahlabschnitten auf Bereiche geringerer Betonqualität hinweisen. Im Feldversuch sind die festgestellten Abweichungen bei beiden Pfählen größer. Bei Übertragung dieser Schlussfolgerung aus den Modellpfahlmessungen kann eine lokale Minderung der Betonqualität zwischen ME1 und ME2 zunächst als eine Begründung für die Reduktion der Wellengeschwindigkeit im Feldversuch angenommen werden. Die Einflüsse in den Geschwindigkeits-Zeitverläufen vom Pfahlkopf (Bild 6.6) weisen bereits auf die lokale Fehlstelle im Beton bei beiden Pfählen hin.

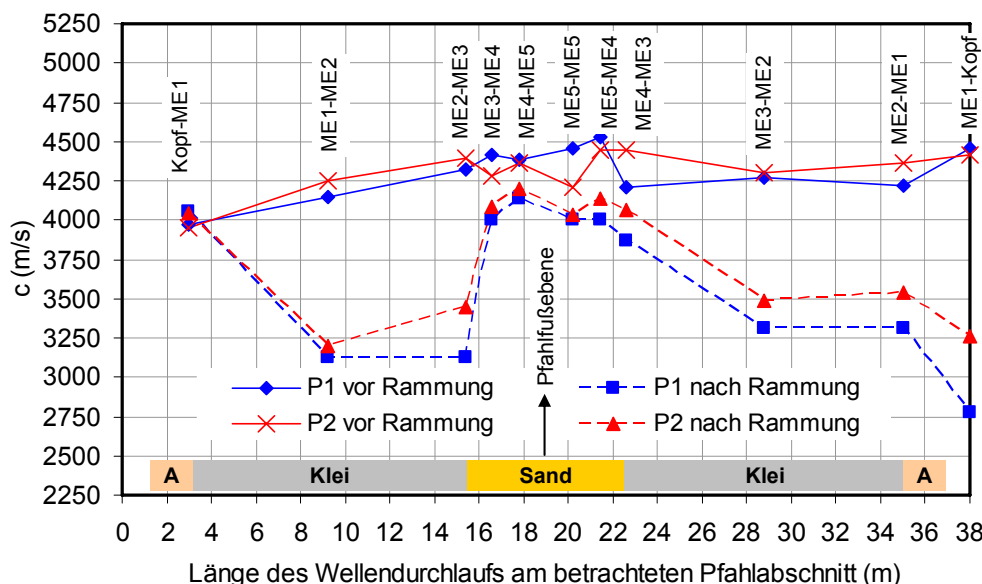


Bild 6.8: Abschnittsweise jeweils zwischen den einzelnen Messebenen bestimmte Wellengeschwindigkeiten für P1 und P2 vor und nach der Rammung für  $t = 2 \cdot l/c$ , Bezug zur Baugrundschiichtung (A: Auffüllung).

Als Art der Fehlstelle wird Rissbildung im Bereich der Messebene ME1, die sich 3 m unterhalb des Pfahlkopfs befindet, für wahrscheinlich erachtet. Die Änderung der Wellengeschwindigkeit durch Geometriefehlstellen (z. B. Risse) kann jedoch mit Gl. (2.15), die für die 1-D Wellenausbreitung gilt, nicht erklärt werden. Bei der Existenz von Fehlstellen wird die 1-D Wellenausbreitung gestört. Reflexionen an einer Fehlstelle verursachen die Entstehungen anderer Wellenarten, die sich mit unterschiedlicher Geschwindigkeit und Richtung fortbewegen. Es treten dreidimensionale Effekte auf, die im Feld bisher wenig untersucht sind. In der Literatur (z. B. PLÄßMANN, 2002; ELMER, 1995) beschriebene Ergebnisse von Berechnungen und Messungen zur Wellenausbreitung stützen dieses auf Basis der durchgeführten Messungen erhaltene Ergebnis.

Anhand der Pfahlkopfmessung (Bild 6.6) kann die Tiefe dieser Fehlstelle aufgrund der nicht erkennbaren Pfahlfußreflexion bei Ansatz der Wellengeschwindigkeit vor der Rammung nicht zuverlässig ermittelt werden. Dies wird erst durch die abschnittsweise bestimmte Wellengeschwindigkeit möglich. Die Tiefe der Fehlstelle bezogen auf die Pfahlkopfebene wird durch Ansatz des Mittelwerts der in den Abschnitten zwischen Pfahlkopf und ME1 sowie zwischen ME1 und ME2 bestimmten Wellengeschwindigkeiten (3.590 m/s bei P1 und 3.620 m/s bei P2) mit Gl. (2.27, Kap. 2.3.3) ermittelt zu

- $l = \frac{1}{2} \cdot 1,76 \text{ ms} \cdot 3.590 \text{ m/s} = 3,16 \text{ m}$  für P1
- $l = \frac{1}{2} \cdot 2,10 \text{ ms} \cdot 3.620 \text{ m/s} = 3,80 \text{ m}$  für P2.

Dabei wurde jeweils der erste im Signal enthaltene Ausschlag der Fehlstelle zur Laufzeitmessung herangezogen. Bei Ansatz von 4.260 m/s (P1) und 4.290 m/s (P2) folgt die Fehlstellentiefe zu 3,75 m (P1) und 4,5 m (P2). Die Fehlstelle wird tiefer liegend lokalisiert.

Der gemessene Verlauf der Dehnungsamplituden weist ebenfalls auf eine Abweichung hin. Anhand der Messungen an P1 (Bild A4.7) kann ein deutlicher Dehnungssprung an ME1 im Vergleich zu ME2 beobachtet werden (Tabelle 6.1). Die Dehnungen beider Messebenen müssten bei intaktem Pfahlmaterial und der in diesem Bereich vorhandenen, gering tragfähigen und gering dämpfend wirkenden Bodenschicht deutlich weniger voneinander abweichen.

Tabelle 6.1: Gemessene Dehnungen der EFPI-Sensoren: Maxima eines Wellendurchlaufs bei Anwendung des Low-Strain-Verfahrens an P1 nach der Rammung.

Messebene	Dehnung ( $\mu\text{m/m}$ )	Differenz zwischen zwei Messebenen
ME1	1,59	-
ME2	0,87	0,72
ME3	0,82	0,05
ME4	0,69	0,13
ME5	0,48	0,21

ELMER (1995) beschreibt eine lokale Dehnungserhöhung an der Oberfläche in unmittelbarer Nähe eines verdeckten Risses in einem Stab als Ergebnis numerischer Simulationen im dreidimensionalen Modell zur Dehnwellenausbreitung. Der Autor zeigt, dass vor und nach einem nicht durchgehenden Querriss eine Dehnungsüberhöhung und direkt am Riss ein Dehnungsabfall zu verzeichnen ist. Wird dieses Ergebnis auf die Messwerte im Pfahlinnern übertragen, kann die vergleichsweise hohe Dehnungsamplitude an ME1 durch Rissbildung in deren unmittelbaren Umgebung erklärt werden.

Um einen möglichen Baugrundeinfluss in die Diskussion einer veränderlichen Wellengeschwindigkeit einzubeziehen, ist in Bild 6.8 die Baugrundsichtung am Teststandort, den entsprechenden Pfahlabschnitten zugeordnet, dargestellt. Es ist zu erkennen, dass nach der Reduktion unterhalb von ME1 die Wellengeschwindigkeit in der bindigen, nicht tragfähigen Kleischicht gering bleibt. Ab der Einbindung in den tragfähigen Sand ist ein deutlicher Anstieg der Wellengeschwindigkeit bei beiden Pfählen zu verzeichnen. Diesem Anstieg folgt eine erneute Reduktion, nachdem die Welle am Pfahlfuß reflektiert wurde und die zum Pfahlkopf zurücklaufende Welle sich wieder im Bereich der Kleischicht befindet.

Anhand dieses Ergebnisses kann gefolgert werden, dass die festgestellten Schwankungen der Wellengeschwindigkeit nicht ausschließlich durch eine Fehlstelle im oberen Bereich verursacht sind. Durch die Verbundwirkung zwischen Pfahl und Boden kann ein Einfluss des Bodens auf

die Wellengeschwindigkeit im Pfahl angenommen werden. Dieser Einfluss ist bei P1, der eine größere Mantelfläche aufweist, größer als bei P2 (Bild 6.7 und Bild 6.8) und wird besonders beim Wechsel der Bodenschichten vom Klei zum Sand für die zum Pfahlfuß laufende Welle und vom Sand zum Klei für die reflektierte, zum Pfahlkopf laufende Welle deutlich.

Mögliche Ursache kann eine unterschiedlich stark ausgeprägte Dispersion der Welle entlang der Einbindelänge sein, die von den Bodeneigenschaften abhängig ist. Wie in Kap. 2.3 beschrieben, stört die Existenz angreifender Widerstandskräfte die Wellenausbreitung im Pfahl und führt zu Dämpfung und Dispersion. Dämpfung kann neben der Amplitudenabnahme zu einer veränderlichen Wellengeschwindigkeit führen, was nach DOYLE (1997) jedoch nicht zwangsläufig der Fall sein muss. Dispersion wird durch geometrische Randbedingungen und angreifende Widerstandskräfte verursacht und resultiert in einer veränderlichen Wellengeschwindigkeit, die als Gruppengeschwindigkeit messtechnisch erfasst wird. Die im Wellenzug vorhandenen Anteile unterschiedlicher Frequenz breiten sich unterschiedlich schnell mit deren jeweiligen Phasengeschwindigkeit aus und verändern die Form und Ausbreitung des resultierenden Wellenzugs. Nach DOYLE ist die Gruppengeschwindigkeit an den Stellen maximal, wo die Dämpfung signifikant ist. Anhand der in dieser Arbeit durchgeführten Messungen mit dem Low-Strain-Verfahren ist die Einbindelänge in den tragfähigen Sand der Bereich mit der größten Dämpfung. Dies ist anhand der Amplitudenabnahme der Dehnungssensoren von ME3 zu ME4 und ME5 (Tabelle 6.1 und Bild A4.7, Anhang A4.2) deutlich zu erkennen. Die mit den strukturintegrierten Messwertaufnehmern ermittelte größere Wellengeschwindigkeit im Bereich der Sandschicht kann auf diese Weise begründet werden.

## **6.4 Anwendung des High-Strain-Verfahrens**

### **6.4.1 Rammvorgang und Versuchsdurchführung**

Beide Pfähle wurden mit einem Rammhären (Junttan PH 25) mit einem Fallgewicht von 70 kN ca. 18 m in den Baugrund gerammt. Das Betonalter zum Zeitpunkt der Rammung betrug 84 Tage. Nach 54 Schlägen (P1) und 99 Schlägen (P2) durch die oberste Bodenschicht (ca. 3 m Auffüllung, Bild 6.2) war das Einsinken der Pfähle in den oberen Teil der Kleischicht unter ausschließlicher Wirkung des Eigengewichts der Pfähle zu beobachten. Bis zur Schichtgrenze zum tragfähigen Sand (14 m unter GOK) folgten nur 22 (P1) und 30 Rammschläge (P2) mit einer Fallhöhe von 10 cm. Das entspricht einer Rammenergie von 7 kNm/Schlag. Ab der Tiefe von 14 m stieg die Schlagzahl an. Ab 16 m (P1) und 17 m (P2) betrug die Rammenergie 14 kNm/Schlag (Fallhöhe 20 cm). Die jeweils letzten Rammschläge wurden mit 30 cm Fallhöhe aufgebracht (21 kNm/Schlag). In Anhang A4.3 (Bild A4.8) sind die Rammenergien je Testpfahl über die Tiefe im Vergleich zum Sondierspitzenwiderstand  $q_c$  der Drucksondierungen dargestellt. Pfahl P1, der eine Querschnittsfläche von 1.600 cm<sup>2</sup> aufweist, wurde mit 350 Schlägen bei einer Gesamttrammenergie von 2.940 kNm auf die gleiche Tiefe gebracht wie Pfahl P2 mit 549 Schlägen bei 5.170 kNm und 1.225 cm<sup>2</sup> Querschnittsfläche. Dieser Unterschied kann durch die Streuung der Bodeneigenschaften im Versuchsfeld (Bild A4.8) und durch die Reihenfolge erklärt werden. P2 wurde am gleichen Tag aber nach P1 gerammt. Die Verdrängung des Bodens während der Rammung von P1 kann zur Erhöhung des Bodenwiderstands im Bereich von P2 geführt haben.

Der gesamte Rammvorgang wurde mit den eingebetteten Aufnehmern aufgezeichnet. Nach dem Abklingen der Pfahleindringung durch Eigengewicht bei ca. 11 m Einbindung wurden die Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmer des herkömmlichen Messsystems im Abstand von

1 m und 3 m unterhalb des Pfahlkopfs an zwei gegenüberliegenden Seiten des Pfahlschafts montiert und weitere Rammschläge auch mit diesen Sensoren erfasst. Die untere dieser äußeren Messebenen befindet sich in Höhe der Messebene ME1 der eingebetteten Sensoren. Bild 6.9 zeigt die Lage der in Bild 2.17 (Kap. 2.5.2) dargestellten Sensoren für den Feldversuch. Bild 6.10 a) zeigt den Beginn des Rammvorgangs. Die Kabel außerhalb des Pfahls wurden dabei durch Abfangung des Eigengewichts gegen Beschädigung beim Rammen geschützt.

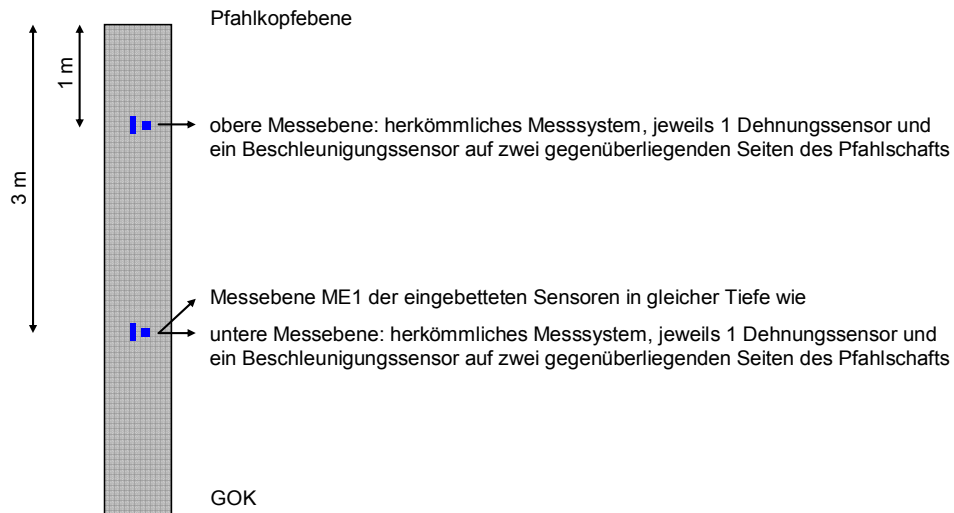


Bild 6.9: Lage der Sensoren des herkömmlichen Messsystems bei der Rammung.

Direkt während der Rammung wurden die Sensoren durch gleichzeitige Visualisierung aller Messwerte auf Funktionstauglichkeit überprüft. Sensorverluste durch Kabelbrüche, Abplatzen der Sensoren vom Sensorträger oder andere Ursachen waren während der Rammung nicht zu verzeichnen.

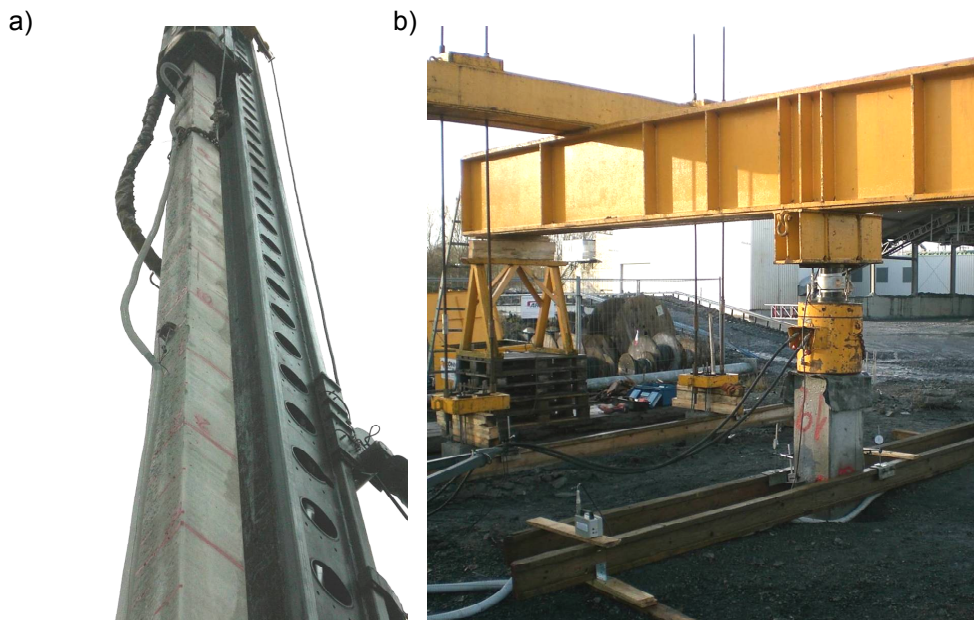


Bild 6.10: a) Rammung und b) statische Probelastung eines Testpfahls im Feldversuch.

Nach einer Standzeit der Pfähle im Boden von 20 Stunden nach der Rammung wurden dynamische Probelastungen durchgeführt. Dabei wurden 15 Prüfschläge je Pfahl aufgebracht. 40

Tage nach der Rammung fanden statische Probelastungen und 251 Tage nach Rammung erneut dynamische Probelastungen an beiden Pfählen statt. Dabei wurde Pfahl P1 mit 27 Schlägen weitere 25 cm und Pfahl P2 mit 17 Schlägen weitere 23 cm mit 28 kNm/Schlag gerammt. Anschließend wurden beide Pfähle bis zur Oberkante der Kabelausführungen gekappt und die Kabel in das Fundament des am Versuchsfeld geplanten Bauwerks integriert. Die strukturintegrierten Sensoren stehen dadurch weiterhin für zukünftige Untersuchungen (z. B. zur Langzeitstabilität) zur Verfügung. Bild 6.10 b) zeigt den Aufbau der statischen Probelastung.

#### 6.4.2 Verhalten der EFPI-Sensoren

Beim Rammvorgang kann jeder Schlag als dynamische Probelastung betrachtet werden. Die am Pfahlkopf erzeugte Dehnwelle durchläuft den Pfahl und wird am Pfahlfuß, an Impedanzwechseln und wegen der eintretenden Verschiebung zwischen Pfahl und Boden auch durch angreifenden Bodenwiderstand entlang des Pfahlschafts reflektiert. In Bild 6.11 sind Messergebnisse der eingebetteten Dehnungssensoren exemplarisch für einen Prüfschlag an P1 mit 21 kNm Rammenergie vom Tag nach der Rammung abgebildet. Je Messebene ist ein DMS-Signal ( $\mu\text{m/m}$ ) einem EFPI-Signal gegenübergestellt, wobei die Signale der EFPI-Sensoren in elektrischer Spannung abgebildet sind. Mit Hilfe dieser Darstellung wird das Verhalten der erstmals im Feldversuch zu diesem Zweck eingesetzten EFPI-Sensoren diskutiert und bewertet.

Entsprechend der Abstände zwischen den Messebenen (Bild 6.2) ist der Durchlauf der Welle am ersten Ausschlag der Messsignale von ME1 bis ME5 in der zeitlich richtigen Folge sehr gut zu erkennen. Die Länge der eingetragenen Druckwelle entspricht beim High-Strain-Verfahren einem Vielfachen der beim Low-Strain-Verfahren auftretenden Wellenlängen. Bevor die Druckwelle die unteren Messebenen vollständig passiert hat, tritt eine Beeinflussung durch die am Pfahlfuß reflektierte Zugwelle ein. Zusätzlich entstehen Reflexionen zeitlich vor der Pfahlfußreflexion durch Bodenwiderstand. Diese Überlagerungen von den Pfahl hinab- und hinauf laufenden Wellen beeinflussen die Messwertverläufe am jeweiligen Messquerschnitt und führen dazu, dass die Ermittlung von Laufzeitdifferenzen zwischen Impulseinleitung und Pfahlfußreflexion sowie zwischen den Maximalwerten der Dehnung beim ersten Wellendurchlauf je Messebene (Peak zu Peak) deshalb hauptsächlich im tiefer liegenden Pfahlbereich nicht möglich ist.

Die DMS liefern Signale proportional zur Belastung. Die EFPI-Sensoren weisen einen sinusförmigen Signalverlauf auf, der während kontinuierlich steigender oder sinkender Belastung die entsprechenden Interferenzwechsel zeigt (Bild 3.7, Kap. 3.3.2). Beim Wechsel der Belastungsrichtung, zu erkennen an den Richtungsänderungen der DMS-Signale, sind die entsprechenden Umkehrpunkte in den EFPI-Signalen zeitlich korrekt enthalten. Die Anzahl der Interferenzwechsel mit variierender Dehnungsgröße und das zeitliche Verhalten während schneller und langsamer Dehnungsänderung sind gut nachvollziehbar.

Die Umwandlung der EFPI-Signale in Dehnung erfolgte auf die in Kap. 3.3.2 beschriebene Weise. Für die Bearbeitung stand ein teilweise automatisiertes Verfahren der Kurvenauswertung zur Verfügung. Bei dessen Anwendung können derzeit z. B. an Unstetigkeitsstellen im Signalverlauf noch Fehler auftreten, die eine manuelle Nachbearbeitung zur Korrektur erfordern. Dieser Vorgang ist zeitaufwendig und stellt eine zusätzliche Fehlerquelle dar. Die weitere Entwicklung von Algorithmen zur Umwandlung von EFPI-Signalen in Dehnung, die idealerweise automatisiert in Echtzeit erfolgen sollte, kann zur Vermeidung derartiger Fehler beitragen und den Zeitaufwand der Auswertung reduzieren.

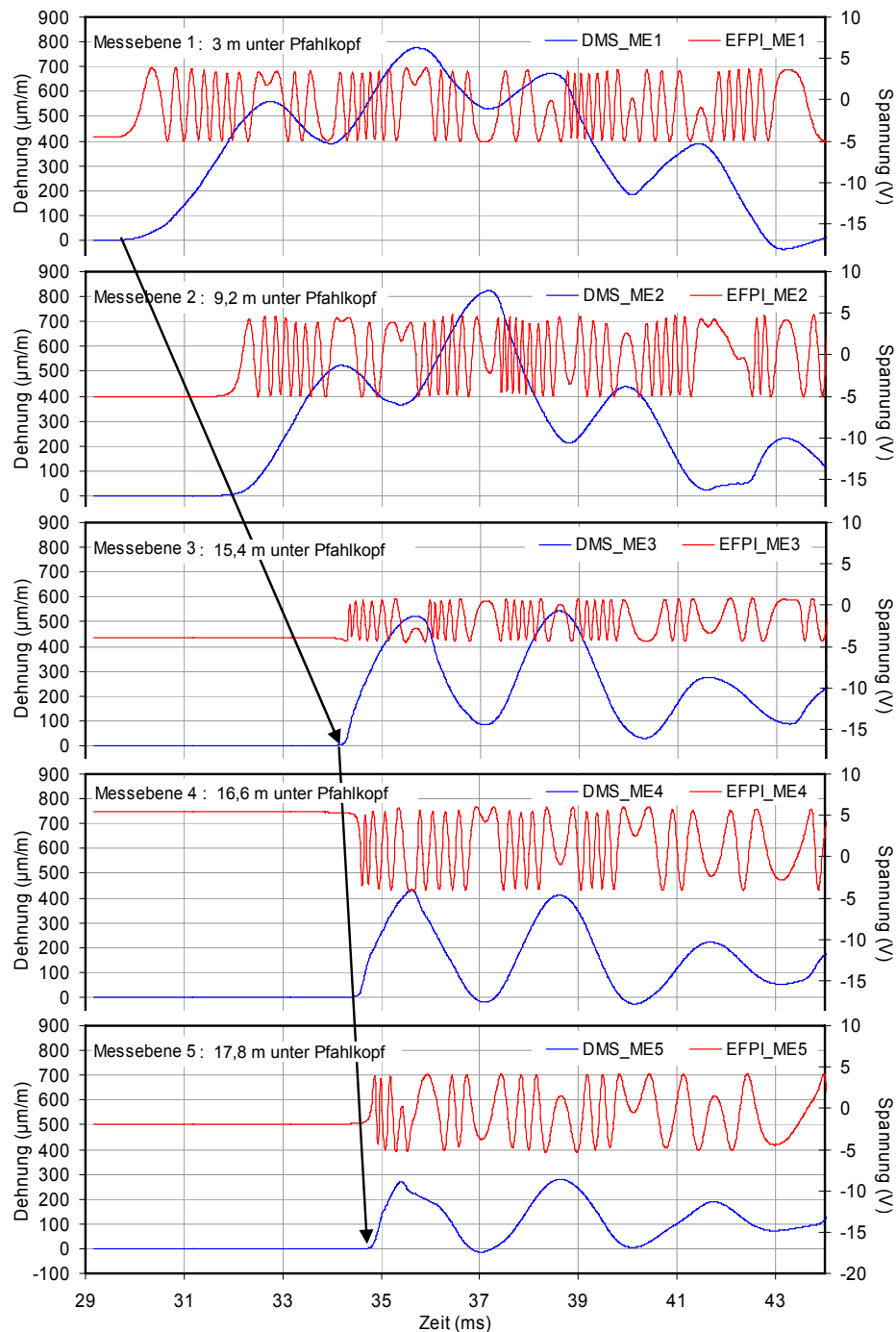


Bild 6.11: Messergebnis eines Prüfschlags (21 kNm) der dynamischen Probelastung an P1 20 Stunden nach Rammung, Gegenüberstellung der Messwertverläufe von EFPI-Sensoren und DMS je Messebene.

In Bild 6.12 ist beispielhaft für einen EFPI-Sensor der Messebene ME2 (P1) ein Ergebnis dargestellt, bei dem diese Fehler vernachlässigbar klein waren und die beste Übereinstimmung mit dem zugehörigen DMS am gleichen Messwertaufnehmer ermittelt wurde. An einigen Messstellen wurden größere Abweichungen, jedoch immer ein nahezu identischer Verlauf im Zeitbereich festgestellt. Tabelle 6.2 enthält die Dehnungen je Messebene und Sensorart beim gleichen Schlag zum Zeitpunkt des ersten Richtungswechsels der Dehnung (1. Peak) sowie die sich daraus ergebenden Abweichungen. Unter Berücksichtigung aller fünf Messebenen ergibt sich eine

mittlere Abweichung von 5,6 % zwischen der mit DMS und EFPI-Sensoren ermittelten Dehnung. Das Ergebnis der Modellpfahlversuche (mittlere Abweichung von 5 %, Kap. 5.3.3.2, Bild 5.16) kann im Feldversuch bestätigt werden.

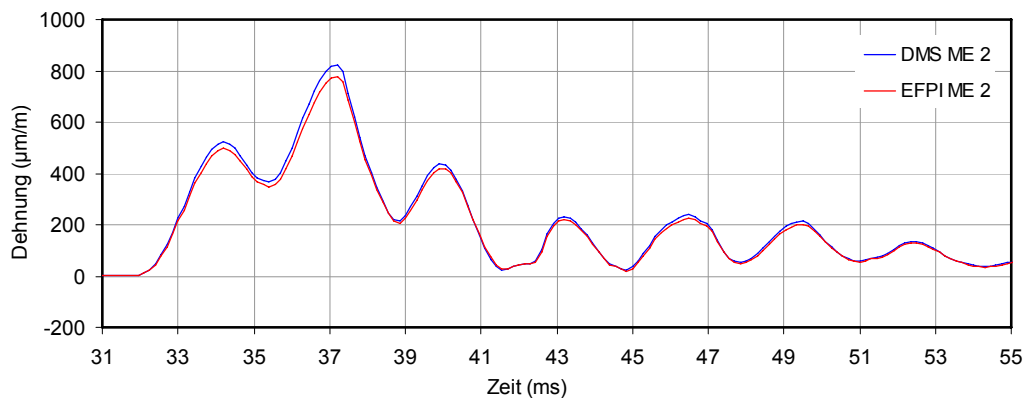


Bild 6.12: Vergleich der Dehnung von EFPI-Sensor und DMS in Messebene ME2 (P1), Prüfschlag (21 kNm) der dynamischen Probelastung 20 Stunden nach der Rammung.

Tabelle 6.2: Vergleich der Dehnungen der EFPI-Sensoren und DMS aller Messebenen (P1) am ersten Peak, Prüfschlag (21 kNm) der dynamischen Probelastung 20 Stunden nach der Rammung.

	Dehnung DMS ( $\mu\text{m/m}$ )	Dehnung EFPI-Sensor ( $\mu\text{m/m}$ )	Abweichung (%)
Messebene ME1	535	510	-4,7
Messebene ME2	512	497	-2,9
Messebene ME3	495	453	-8,4
Messebene ME4	418	396	-5,1
Messebene ME5	265	246	-6,9

Durch die in Bild 6.11, Bild 6.12 und Tabelle 6.2 gezeigten Ergebnisse kann die Eignung der EFPI-Sensoren sowie der Technik zu deren Oberflächenapplizierung im Innern eines metallischen Hohlzylinders als Sensorträger für die Anwendung des High-Strain-Verfahrens im Feldversuch nachgewiesen werden. Der Vergleich der Werte von DMS und EFPI-Sensoren an der gleichen Messstelle zeigt, dass die faseroptischen Sensoren den Wellenausbreitungsvorgang beim High-Strain-Verfahren erfassen können.

Anhand der Zeitverläufe in Bild 6.11 wird auch deutlich, dass bei schneller dynamischer Belastung, hoher Dehnungsamplitude und bei einer Vielzahl in Echtzeit zu erfassender Sensoren hohe Anforderungen an das für die EFPI-Sensoren erforderliche Messdatenerfassungssystem gestellt werden. Mit der hier verwendeten Messtechnik konnten alle eingebetteten Sensoren mit einer Abtastrate von 100 kHz erfasst und gewandelt werden. In Kap. 3.2 wurde beschrieben, dass dies mit alternativen faseroptischen Sensoren (z. B. FBG-Sensoren), die auf anderen physikalischen Prinzipien beruhen, heute noch nicht möglich ist.

### 6.4.3 Wellengeschwindigkeit

Anhand der Dehnungs-Zeitverläufe wird die Wellengeschwindigkeit bei Anwendung des High-Strain-Verfahrens betrachtet, die sich abschnittsweise zwischen den einzelnen Messebenen ergibt. Um zuverlässige Wellengeschwindigkeiten zu ermitteln, wird die Laufzeitdifferenz bei einer



geringen Dehnungsamplitude unmittelbar nach dem ersten Sensorauschlag bei 50  $\mu\text{m/m}$  je Messebene ermittelt. Das entspricht ca. 10 % der eingeleiteten Dehnungsamplitude des ersten Wellendurchlaufs. Die Ergebnisse eines Prüfschlags der dynamischen Belastung am Tag nach Rammung sind in Bild 6.13 für beide Testpfähle dargestellt. Die abschnittsweise bestimmten Wellengeschwindigkeiten bei Anwendung des Low-Strain-Verfahrens (Kap. 6.3.2, Bild 6.8) sind zum Vergleich in der Darstellung enthalten.

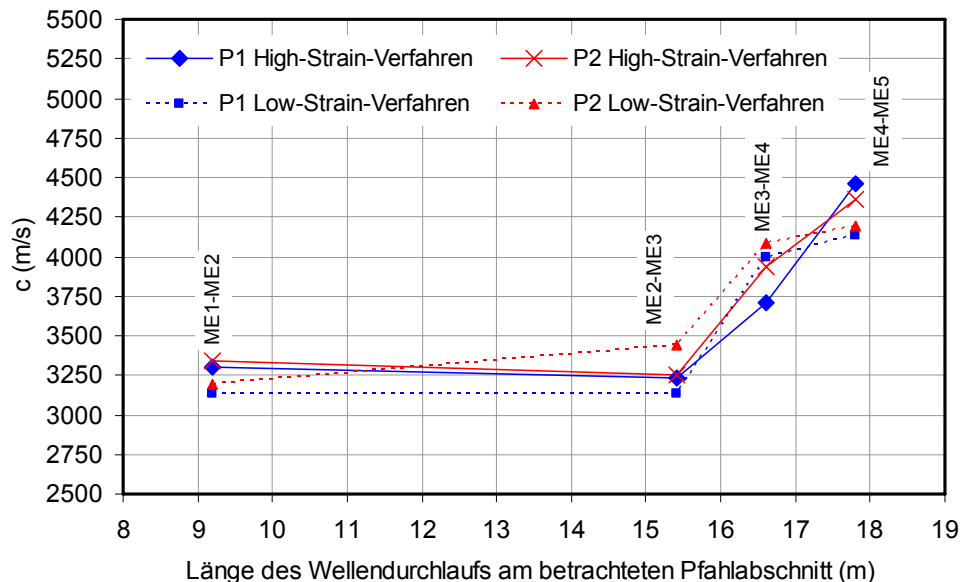


Bild 6.13: Abschnittsweise zwischen den einzelnen Messebenen bestimmte Wellengeschwindigkeit für P1 und P2 bei dynamischer Probelastung 20 Stunden nach Rammung und Vergleich mit den Werten nach dem Low-Strain-Verfahren im Zeitbereich von  $t = l/c$  bei einer Einbindung der Pfähle von 18 m.

Der Einfluss des Bodens auf die Größe der Wellengeschwindigkeit im Pfahl wurde auch bei Anwendung des High-Strain-Verfahrens festgestellt. Es sind geringe Differenzen zwischen den Werten des High-Strain- und Low-Strain-Verfahrens erkennbar. Die Verteilung der Wellengeschwindigkeit in Korrelation zur Baugrundsichtung ist jedoch gut erkennbar. Die Messebenen ME1 bis ME3 befinden sich im Bereich der bindigen, nicht tragfähigen Kleischicht. In dieser Schicht beträgt die Wellengeschwindigkeit zwischen 3.200 m/s und 3.300 m/s. In der darunter liegenden tragfähigen Sandschicht steigen die Werte auf 4.460 m/s (P1) und 4.365 m/s (P2) an. Im Unterschied dazu beträgt die mittlere Wellengeschwindigkeit 4.100 m/s (P1) und 3.950 m/s (P2). Diese Werte wurden anhand des Dehnungs- und Geschwindigkeits-Zeitverlaufs des herkömmlichen Messsystems (obere Messebene, Bild 6.9) im Zeitbereich von  $t = 2 \cdot l/c$  durch Laufzeitmessung bestimmt und liegen im mittleren Bereich der mit den eingebetteten Aufnehmern festgestellten minimalen Werte in der Kleischicht und maximalen Werte im Sand.

#### 6.4.4 Vergleich der Messgrößen im Pfahlinnern und am Pfahlmantel

Im Folgenden werden die Größen verglichen, die im Pfahlinnern und außen am Pfahlschaft gemessen wurden. Dafür wurden die Ergebnisse eines der ersten Rammschläge von Pfahl P1 herangezogen. Bei diesem Schlag betrug die Einbindung im Boden 11,5 m. Zum Vergleich mit den Verläufen der ME1 wurden die Werte der unteren Messebene (Bild 6.9) des herkömmlichen Messsystems verwendet. Zusätzlich werden die gleichen Messgrößen für einen Schlag der dynamischen Probelastung 251 Tage nach Rammung (18 m Einbindung) betrachtet. Bei die-



sem Prüfschlag wurde die 2 m höher angeordnete obere Messebene zum Vergleich herangezogen, da sich die untere Messebene zu diesem Zeitpunkt schon unter GOK befand. Bild 6.14 zeigt die Beschleunigungen und Bild 6.15 die daraus durch Integration bestimmten Geschwindigkeiten über die Zeit von 25 ms. In dieser Zeit hat die Dehnwelle zweimal die Strecke vom Pfahlkopf zum Pfahlfuß und zurück durchlaufen.

Beim Rammschlag (7 kNm, Bild 6.14 a, Bild 6.15 a) ist für beide Größen ein nahezu identischer Verlauf der in gleicher Höhe angeordneten Sensoren zu verzeichnen. Die gemessenen Maximalwerte der Beschleunigungen und Geschwindigkeiten betragen  $870 \text{ m/s}^2$  und  $1,9 \text{ m/s}$  in 3 m Abstand vom Pfahlkopf. Beim Prüfschlag der Probebelastung (28 kNm, Bild 6.14 b, Bild 6.15 b) beträgt die gemessene maximale Beschleunigung  $1.310 \text{ m/s}^2$ . Die Geschwindigkeit folgt zu  $2,1 \text{ m/s}$ . Durch die unterschiedliche Anordnung in der Tiefe der dabei zum Vergleich herangezogenen oberen Messebene ist in den Abbildungen ein entsprechender Zeitversatz enthalten, der einem Wellendurchlauf von 2 m entspricht. Im Zeitbereich vom ersten Wellendurchlauf ist sonst ein identisches Verhalten zu erkennen. Dieses unterscheidet sich erst nach Ankunft der im Pfahlfußbereich reflektierten Wellenanteile an ME1 von dem der äußeren Messebene.

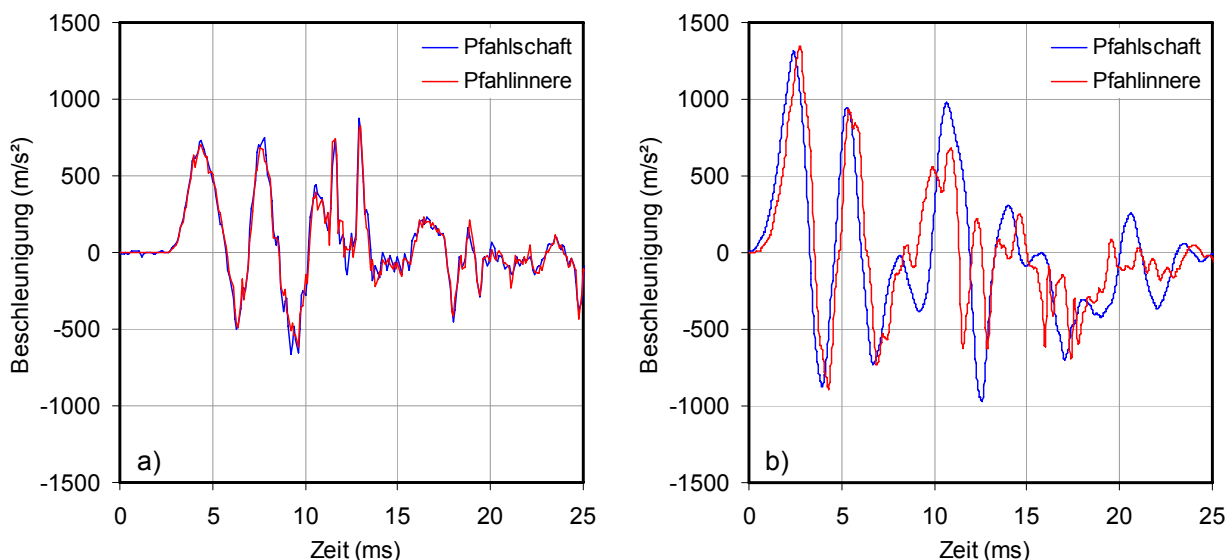


Bild 6.14: Beschleunigungszeitverläufe an P1: a) während Rammung in 3 m Tiefe unterhalb des Pfahlkopfs bei 11,5 m Pfahleinbindung im Boden, b) während dynamischer Probebelastung 251 Tage nach Rammung in 1m Tiefe am Pfahlschaft und in 3 m Tiefe (ME1) im Pfahlinnern unterhalb des Pfahlkopfs bei 18 m Pfahleinbindung im Boden.

Bild 6.16 zeigt die Dehnungen für beide Situationen. Die betrachteten Messebenen sind mit jeweils zwei Dehnungssensoren instrumentiert, die äußere Messebene auf zwei gegenüberliegenden Pfahlschaftseiten und die ME1 im Pfahlinnern jeweils in den Eckpunkten der Pfahlbewehrung (Bild 6.3). Dadurch lässt sich die Dehnungsverteilung über den Querschnitt darstellen. Bei der Rammung wurde ein Dehnungsunterschied zwischen den beiden Pfahlseiten gemessen, der durch exzentrische Schlageinleitung entstanden ist. Es trat Biegung des seitlich noch nicht gebetteten Pfahls auf. Bei der Probebelastung ist dieser Unterschied wesentlich geringer. Bild 6.17 zeigt die Mittelwerte der in Bild 6.16 dargestellten Dehnungen im Pfahlinnern und am Pfahlschaft für beide Schläge und in Bild 6.18 sind die Dehnungen an beiden Stellen für alle Prüfschläge der dynamischen Probebelastung aufgetragen.

Aus diesen Darstellungen folgt, dass die Messungen in den Eckbereichen der Bewehrung im Pfahlinnern (Bild 6.3) höhere Dehnungen ergeben als außen am Pfahlschaft. Dies wurde so-

wohl während der Rammung als auch bei den dynamischen Probelastungen festgestellt. Im direkten Vergleich der Messwerte der an unterschiedlichen Positionen im Querschnitt angeordneten Sensoren ergibt sich eine maximale Abweichung zwischen je zwei benachbarten Aufnehmern von 35 % bei der Probelastung. Der Vergleich der Mittelwerte der Dehnungen bei der Messsysteme ergibt unter Einbeziehung aller in Bild 6.18 dargestellten Schläge der Probelastung eine mittlere Abweichung von 26 %. Im Modellversuch (Kap. 5.3.3.2, Bild 5.16) wurden entgegen den Erwartungen im Pfahlinnern geringere Dehnungen als an der Pfahlschaftoberfläche registriert. Die Ergebnisse des Feldversuchs können dieses Ergebnis nicht bestätigen.

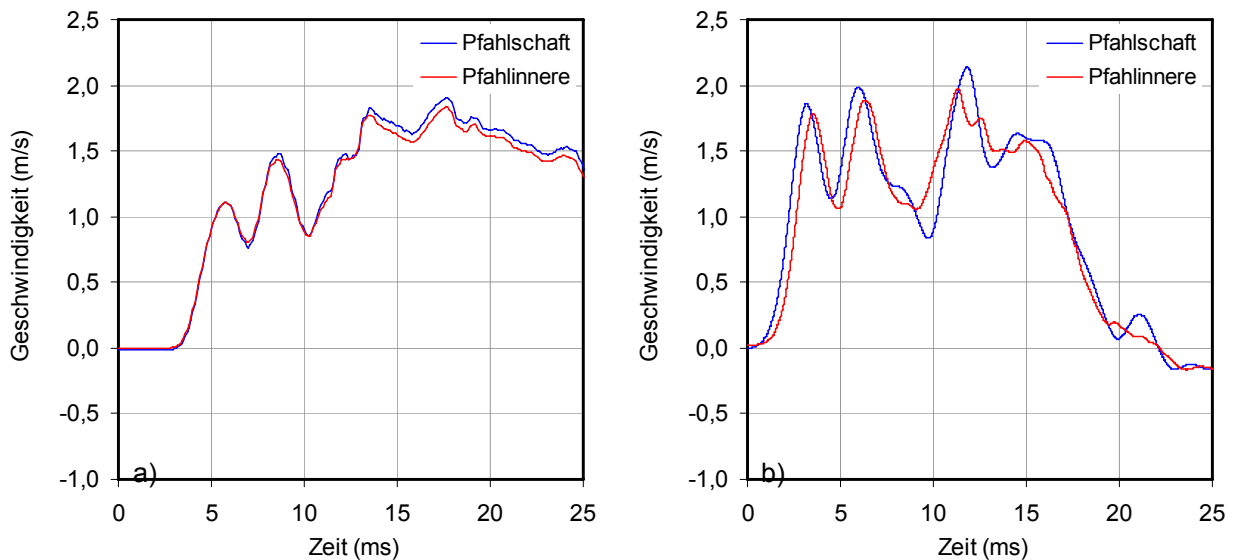


Bild 6.15: Geschwindigkeitszeitverläufe an P1: a) während Rammung in 3 m Tiefe unterhalb des Pfahlkopfs bei 11,5 m Pfahleinbindung im Boden, b) während dynamischer Probelastung 251 Tage nach Rammung in 1 m Tiefe am Pfahlschaft und in 3 m Tiefe (ME1) im Pfahlinnern unterhalb des Pfahlkopfs bei 18 m Pfahleinbindung im Boden.

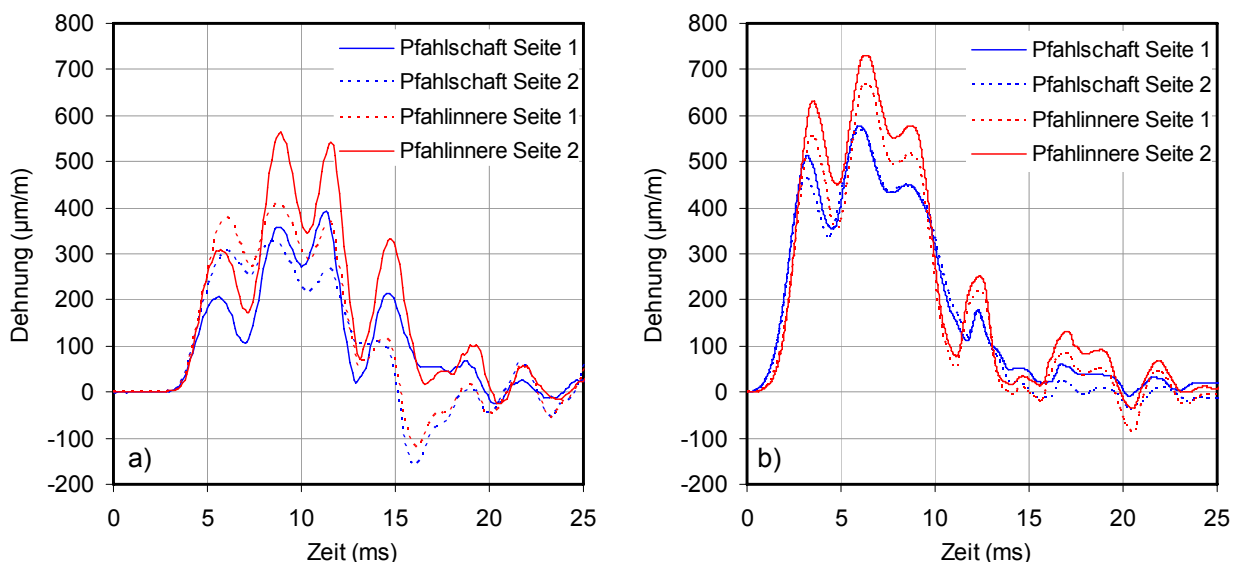


Bild 6.16: Dehnungszeitverläufe an P1: a) während Rammung in 3 m Tiefe unterhalb des Pfahlkopfs bei 11,5 m Pfahleinbindung im Boden, b) während dynamischer Probelastung 251 Tage nach Rammung in 1 m Tiefe am Pfahlschaft und in 3 m Tiefe (ME1) im Pfahlinnern unterhalb des Pfahlkopfs bei 18 m Pfahleinbindung im Boden.

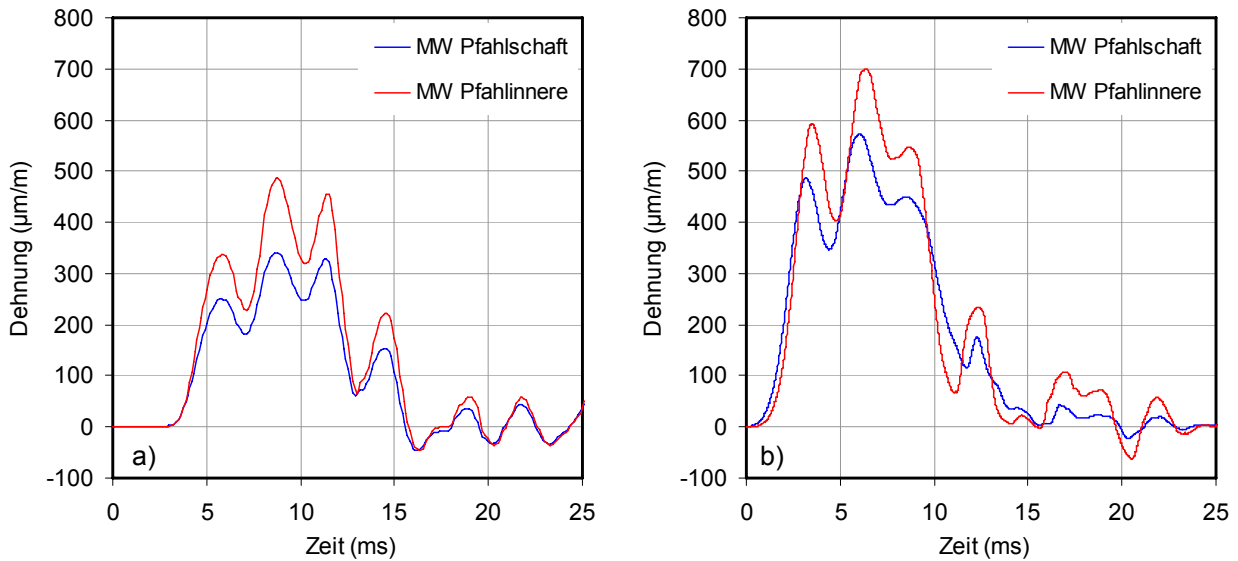


Bild 6.17: Mittlere Dehnungszeitverläufe an P1: a) während Rammung in 3 m Tiefe unterhalb des Pfahlkopfs bei 11,5 m Pfahleinbindung im Boden, b) während dynamischer Probelastung 251 Tage nach Rammung in 1 m Tiefe am Pfahlschaft und in 3 m Tiefe (ME1) im Pfahlinnern unterhalb des Pfahlkopfs bei 18 m Pfahleinbindung im Boden.

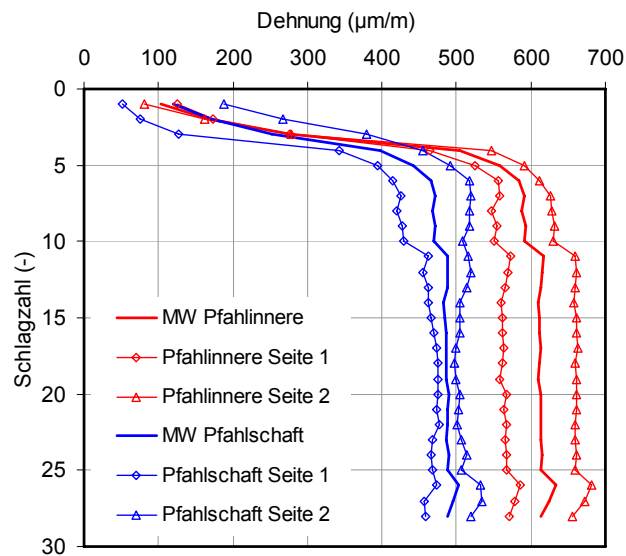


Bild 6.18: Vergleich der Dehnungen an P1 am Pfahlschaft in 1 m Tiefe und im Pfahlinnern in 3 m Tiefe (ME1) unterhalb des Pfahlkopfs, dynamische Probelastung 251 Tage nach Rammung bei 18 m Pfahleinbindung im Boden.

Die hier festgestellten höheren Dehnungen im Pfahlinnern können durch folgende Gründe entstanden sein. Die Dehnsteifigkeit des Sensorträgers kann zu einer höheren Dehnung im Pfahlinnern geführt haben. Die ersten Untersuchungen im Labormaßstab mit instrumentierten kleinmaßstäblichen Betonprobekörpern zeigten bereits größere Dehnungen im Innern des Betonkörpers im Vergleich zur Außenseite (Kap. 4.4.4.2). Die dabei erfasste Dehnung im Betoninnern war bei einer Prüflast von ca. 1/3 der Druckfestigkeit zwischen 5,5 % und 7 % größer als die Dehnung an der Oberfläche (Bild 4.26). Bei höherer Belastung wurden Abweichungen von > 15 % festgestellt. Da bei den verwendeten Betonproben im Labor kein Bewehrungseinfluss vorhanden war und die eingebetteten Aufnehmer in Querschnittsmitte abgeordnet waren, wurde

die höhere Dehnung im Beton bei diesen Laboruntersuchungen mit einer versteifenden Wirkung des Sensorträgers begründet.

In Kap. 4.4.2.3 wurde beschrieben, dass bei der Verwendung derartiger Messwertaufnehmer Dehnungserhöhungen auftreten können. Der angewendete Ansatz zur Bemessung der Dehnsteifigkeit des Sensorträgers basiert auf den Untersuchungen von ROHRBACH (1960). Der Autor gibt an, dass die vom Aufnehmer angezeigte Dehnung ab dem Verhältnis der Dehnsteifigkeiten von Aufnehmer zu Beton von  $< 0,7$  davon unbeeinflusst bleibt. Das im Feldversuch vorhandene Verhältnis der Dehnsteifigkeiten beträgt 0,74 und liegt damit nur geringfügig über dem in der Literatur vorgeschlagenen Verhältniswert. Dieser Wert ergibt sich, wenn der dynamische E-Modul  $E_{\text{dyn}}$  des Betons mit Gl. (2.15) bei Ansatz einer Wellengeschwindigkeit von 4.290 m/s und der Dichte des Betons berechnet wird. Diese Wellengeschwindigkeit wurde an P1 zum Zeitpunkt vor der Rammung bei Anwendung des Low-Strain-Verfahrens durch Beschleunigungsmessung am Pfahlkopf bestimmt.  $E_{\text{dyn}}$  ergibt sich zu 44.170 N/mm<sup>2</sup>. Wird eine geringere Wellengeschwindigkeit angesetzt, was nach den vorgestellten Ergebnissen der Feldversuche gerechtfertigt ist, steigt dieser Verhältniswert an und die zuverlässige Erfassung der mittleren Dehnung im Beton wird beeinflusst. Mit 4.000 m/s folgt der Verhältniswert zu 0,86 und bei Ansatz von 3.500 m/s ergibt sich ein Wert von 1,1. Die Dehnsteifigkeit des Sensorträgers wird deshalb als maßgebend für die festgestellten Abweichungen betrachtet.

Darüber hinaus kann eine von der idealen Krafteinleitung am Pfahlkopf abweichende Belastung des Fertigpfahls durch die Rammschläge ursächlich für die Dehnungsunterschiede sein.

Bedingt durch die am Pfahlschaft auftretende Krafteinleitung seitlich in den Boden kann es zusätzlich, ausgehend von der Pfahllängsachse in Richtung Pfahlschaft, zu einer Änderung der Hauptspannungsrichtung kommen. Aus einer in Richtung Pfahlschaft zunehmenden Neigung der Hauptspannungsrichtung folgt eine reduzierte axiale Komponente in diese Richtung. Daraus resultiert eine geringere Verformung in axialer Richtung, in der die Messwertaufnehmer ausgerichtet sind.

Die festgestellten Dehnungsunterschiede im Pfahlquerschnitt werden anhand der beschriebenen möglichen Ursachen nicht als Messfehler betrachtet sondern als plausibel bewertet. Zukünftige Untersuchungen diesbezüglich sollten hauptsächlich die Variation der Dehnsteifigkeit des Sensorträgers berücksichtigen.

Zur weitergehenden Auswertung der Messungen im Feldversuch wurden aus den Zeitverläufen von Beschleunigung und Dehnung die Kraft-Zeitverläufe und Geschwindigkeits-Zeitverläufe, multipliziert mit der Pfahlimpedanz, für den Rammschlag und die Probelastung abgeleitet. Die Verläufe in Bild 6.19 zeigen, dass die für weitere Auswertungen zum Tragverhalten notwendigen Voraussetzungen unter Berücksichtigung der beschriebenen Abweichungen mit den Messwerten aus dem Pfahlinnern gegeben sind.

Die verteilt über Pfahlquerschnitt und -länge aus dem Pfahlinnern erhaltenen Messwerte können als Eingangsgrößen für zukünftige z. B. dreidimensionale Berechnungsmodelle dienen. Es liegt jedoch zunächst nahe, die Messergebnisse bestehenden Berechnungsmodellen zuzuführen, wie z. B. dem in Kap. 2.5.3 beschriebenen erweiterten Auswerteverfahren mit Modellbildung für den eindimensionalen Fall. Die Möglichkeiten dieser Anwendung werden durch Auswertung der Messwerte des herkömmlichen Messsystems mit dem CAPWAP-Verfahren im Folgenden für den letzten Rammschlag und je einen Prüfschlag je Probelastung gezeigt.

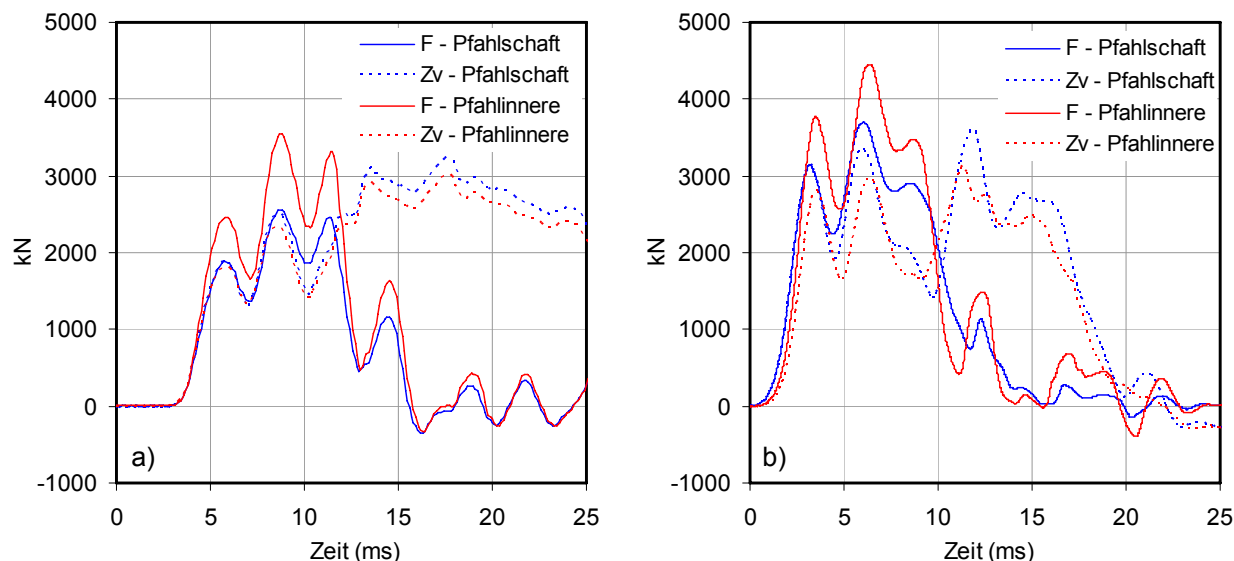


Bild 6.19: Abgeleitete Größen zur Tragfähigkeitsbestimmung (P1): Zeitverläufe von Kraft (F) und Geschwindigkeit multipliziert mit Impedanz (Zv): a) aus Rammung in 3 m Tiefe unterhalb des Pfahlkopfs bei 11,5 m Pfahleinbindung im Boden, b) aus dynamischer Probebelastung 251 Tage nach Rammung in 1m Tiefe am Pfahlschaft und in 3 m Tiefe (ME1) im Pfahlinnern unterhalb des Pfahlkopfs bei 18 m Pfahleinbindung im Boden.

#### 6.4.5 Tragverhalten der Pfähle

Als Ergebnis der CAPWAP-Analyse ergibt sich die beim Schlag aktivierte statische Tragfähigkeit des Pfahls, aufgeteilt in die Anteile Spitzen- und Mantelwiderstand. Dieser folgt aus der Pfahllängskraft und kann durch die Elementierung von Pfahl und Boden verteilt über die Einbindetiefe des Pfahls angegeben werden. Weiterhin kann an dem erstellten Rechenmodell das Tragverhalten in Form einer rechnerisch ermittelten Widerstands-Setzungslinie bestimmt werden. Daraus geht unter anderem die Verschiebung des Pfahls bei der aktivierten Tragfähigkeit und geringeren Belastungen, üblicherweise der geplanten Gebrauchslast, hervor. Tabelle 6.3 enthält die Ergebnisse der CAPWAP-Analysen für beide Testpfähle.

Tabelle 6.3: Ergebnisse der Analysen nach dem CAPWAP-Verfahren: aktivierte Tragfähigkeiten zum Zeitpunkt der jeweiligen Belastung, Anteile des Mantel- und Spitzenwiderstands.

Pfahl	Standzeit nach der Rammung	aktivierte Tragfähigkeit	Mantelwiderstand	Spitzenwiderstand	Fallhöhe	bleibende Pfahlkopfverschiebung
	Tage	kN			cm	mm
P1	0	1.220	480	740	30	8,0
	1	1.390	600	790	30	10,5
	251	1.585	950	635	40	6,0
P2	0	1.245	565	680	30	5,5
	1	1.340	645	695	30	3,5
	251	1.465	935	530	30	7,0

Die jeweiligen Ergebnisse sind in Anhang A4.4 enthalten. Anhand der Werte in Tabelle 6.3 kann deutlich eine Abhängigkeit der aktivierbaren Tragfähigkeit mit der Standzeit der Pfähle im Bo-

den erkannt werden. Der Baugrund wird durch den Rammvorgang gestört, was in der Änderung dessen Festigkeitseigenschaften und der nachweisbaren Tragfähigkeit zu verschiedenen Zeitpunkten resultiert. Bereits einen Tag nach der Rammung wurde für P1 ein Tragfähigkeitszuwachs von 120 kN und für P2 von 80 kN ermittelt. Die Widerstände am Pfahlfuß sind zu diesem Zeitpunkt nur geringfügig größer. Der größte Zuwachs tritt am Pfahlmantel auf. Da P1 mit einer Querschnittsfläche von 1.600 mm<sup>2</sup> eine größere Mantelfläche als P2 mit 1.225 mm<sup>2</sup> Querschnittsfläche hat, ist der größere Zuwachs des Mantelwiderstands folglich bei P1 vorhanden. 251 Tage nach Rammung kann der Zuwachs am Pfahlmantel bei P1 mit 470 kN und bei P2 mit 370 kN festgestellt werden.

Bild 6.20 zeigt die in Tabelle 6.3 angegebenen Mantel- und Gesamtwiderstände beider Pfähle und die sich daraus ableitbaren funktionalen Zusammenhänge zwischen Widerstand und Standzeit nach der Rammung. Für den Spitzenwiderstand ist diese Darstellung nicht angegeben, da dieser nach 251 Tagen Standzeit bei dem ausgewerteten frühen Prüfschlag mit einer bleibenden Verschiebung von 7 mm wahrscheinlich nicht vollständig aktiviert werden konnte (Tabelle 6.3). Die geringeren Spitzendruckwerte können aber auch durch geringere Baugrundfestigkeiten unterhalb des Pfahlfußes verursacht sein, wie anhand der Baugrunduntersuchungen (Bild 6.2, Bild A4.8) bei weiter fortschreitender Einbindung angenommen werden kann.

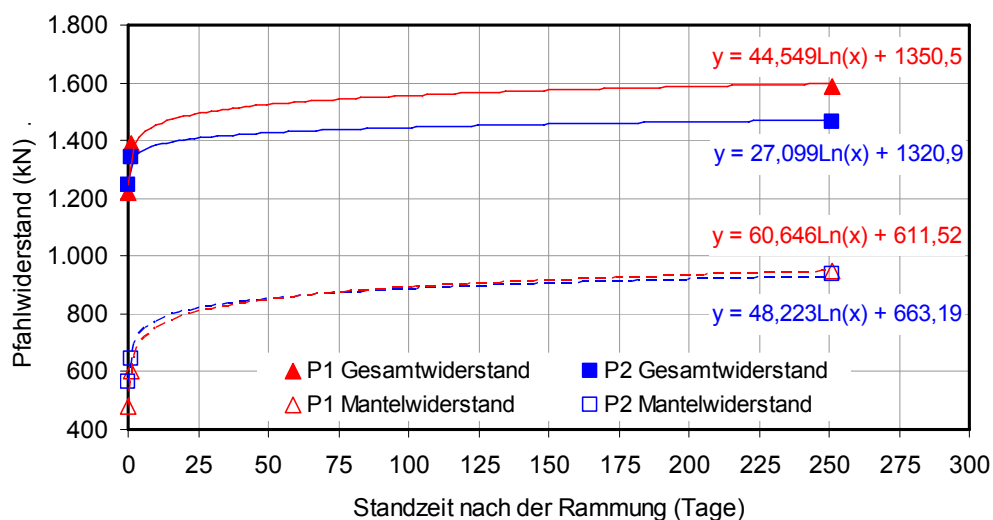


Bild 6.20: Entwicklung der aktivierten Tragfähigkeit nach dem CAPWAP-Verfahren über der Zeit.

## 6.5 Vergleich mit den Ergebnissen statischer Probelastungen

An beiden Pfählen wurden 40 Tage nach der Rammung statische Probelastungen durchgeführt. Die Belastung wurde nach dem Aufbringen einer Vorlast an P1 in drei Be- und Entlastungszyklen und an P2 in zwei Zyklen aufgebracht. Am Pfahlkopf wurden die eingeleitete Kraft und die Pfahlkopfverschiebung gemessen. Daraus ergaben sich die in Bild 6.21 dargestellten Widerstands-Setzungslinien als Umhüllende der jeweiligen Be- und Entlastungszyklen.

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit im Grenzzustand GZ 1B wird der Pfahlwiderstand bei der Grenzsetzung von  $s_g = 0,1 \cdot d_{eq}$  herangezogen. Für P1 folgt bei  $s_g = 45,1$  mm eine Grenztragfähigkeit von 1.295 kN und für P2 von 990 kN bei  $s_g = 39,5$  mm.

Im Vergleich zu den Ergebnissen der dynamischen Probelastung zum Zeitpunkt 1 Tag nach Rammung ergibt sich ein Unterschied von -7 % bei P1. Bei P2 ist dieser Unterschied deutlich

größer und beträgt -26 %. Mit der Kenntnis des Tragfähigkeitszuwachses mit der Zeit (Bild 6.20) waren für beide Pfähle höhere Werte bei der statischen Belastung erwartet worden.

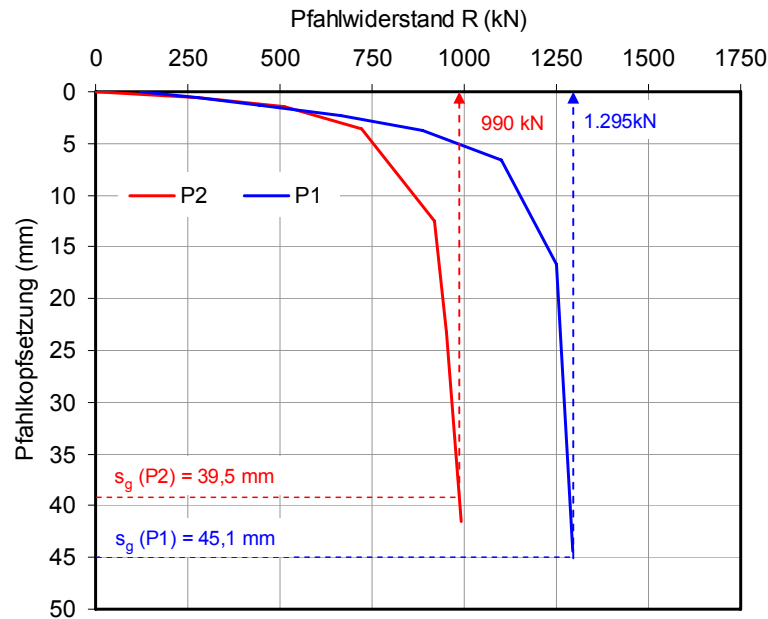


Bild 6.21: Widerstands-Setzungslinien der Testpfähle P1 und P2, statische Probelastungen bei einer Einbindung im Boden von 18 m.

Bild 6.22 zeigt die Dehnungs-Zeitverläufe der DMS im Pfahlinnern für beide Pfähle. Für die Messebenen ME1, ME3 und ME 5 sind jeweils die Mittelwerte aus den beiden im Querschnitt angeordneten Messwertaufnehmern dargestellt.

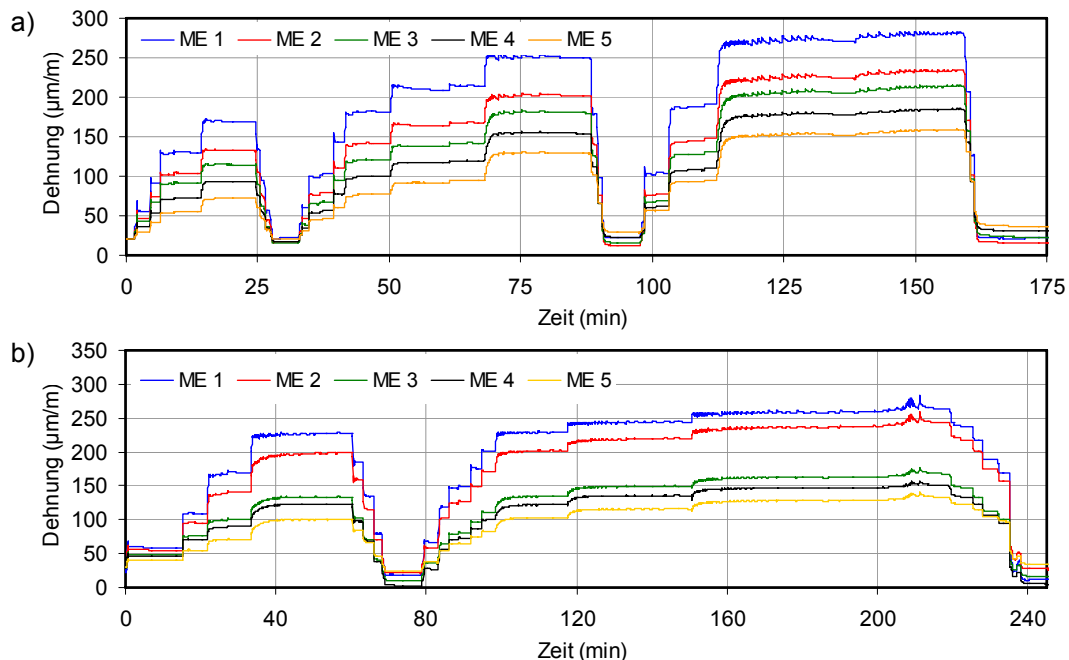


Bild 6.22: Mittlere Dehnungs-Zeitverläufe (DMS) in den Messebenen ME1 bis ME5, statische Probelastung an Testpfahl P1 (a) und P2 (b).

Bild A4.15 und Bild A4.16 in Anhang A4.5 zeigen die Dehnungs-Zeitverläufe der DMS aller Messwertaufnehmer je Pfahl. Anhand dieser Darstellungen ist zu erkennen, dass auch bei der statischen Probelastung eine von der idealen Krafteinleitung am Pfahlkopf abweichende Belastung vorhanden war. Die festgestellten Dehnungsunterschiede in den jeweiligen Messquerschnitten können durch nicht axiale Krafteinleitung hervorgerufen und ggf. auf Biegung zurückzuführen sein. Geometrische Imperfektionen, wie z. B. eine geringe Neigung der Pfähle, führen zu größeren seitlichen Pfahlauslenkungen in der nicht tragfähigen Kleischicht im Vergleich zur darunter anstehenden Sandschicht. Daraus folgt ein größerer Dehnungsunterschied im Querschnitt der Messebenen ME1 bis ME3 in der Weichschicht. Die Instrumentierung mit nur einem Messwertaufnehmer im Querschnitt der ME2 und ME4 ermöglicht derartige Auswertungen nicht, ist deshalb nicht ausreichend und führt bei der Berechnung weiterer Größen zu Fehlern.

Bild 6.23 zeigt beispielhaft den Dehnungs-Zeitverlauf des EFPI-Sensors und DMS am gleichen Aufnehmer in Messebene ME2 von P1, was gleichzeitig das Ergebnis mit der besten Übereinstimmung darstellt. In Bild 6.24 sind für beide Pfähle die Werte aller Messebenen für unterschiedliche Laststufen, analog der Darstellung in Kap. 5.3.3.3, Bild 5.20 b) gegenübergestellt.

Die mittlere Abweichung zwischen der Dehnung der EFPI-Sensoren und der DMS bei der statischen Belastung beider Testpfähle beträgt im Feldversuch 9,4 %. Im Modellversuch wurden bei statischer Belastung mittlere Abweichungen von 5 % bis 10 % zwischen beiden Sensorarten ermittelt. Damit sind diese Abweichungen sowohl im Modell- als auch im Feldversuch größer als bei dynamischer Belastung mit dem High-Strain-Verfahren.

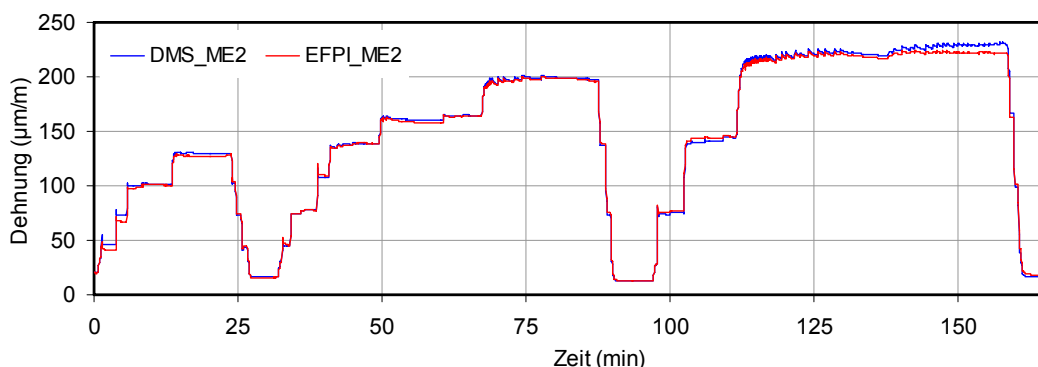


Bild 6.23: Vergleich der Dehnung von EFPI-Sensor und DMS in Messebene ME2, statische Probelastung an Testpfahl P1.

Eine Begründung für die höheren Abweichungen bei statischer Belastung können die bei der Umwandlung der EFPI-Signale in Dehnung entstehenden manuellen Fehler bei der Signalbearbeitung genannt werden. Bei der langsamen statischen Belastung mit zum Teil nur geringen Dehnungsunterschieden und insbesondere während der Lastkonstanthaltung je Laststufe ist in den Messsignalen eine Vielzahl von Richtungswechseln der Dehnung enthalten. Ist der Abstand der Faserstirnflächen des EFPI-Sensors (Kap. 3.3.2, Bild 3.3) während dieser Belastungsphasen in dessen unempfindlichen Bereich, können vermehrt Fehler bei der Unterscheidung von Interferenzwechsel zu Wechsel der Dehnungsrichtung entstehen.



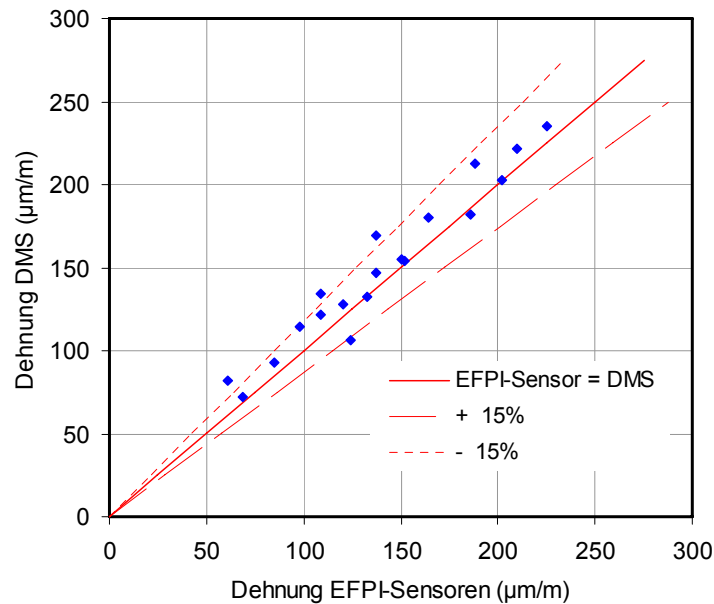


Bild 6.24: Vergleich der Dehnungen von EFPI-Sensoren und DMS aller Messebenen, statische Probelastungen der Testpfähle P1 und P2.

Anhand der Ergebnisse bei statischer Belastung wurde untersucht, ob sich das in Kap. 6.4.4 beschriebene Ergebnis der höheren Dehnung im Pfahlinnern durch die versteifende Rückwirkung des Messwertaufnehmers bestätigen lässt. Aus den gemessenen Dehnungen der ME1 wurde je Pfahl die Kraft an dieser 2 m unter GOK angeordneten Stelle berechnet und mit der am Pfahlkopf eingeleiteten Kraft verglichen. Der bis dorthin über Mantelreibung im Boden abgetragene Lastanteil wurde dabei aus den Ergebnissen der dynamischen Probelastung am Tag nach der Rammung für P1 mit 26 kN und für P2 mit 15 kN berücksichtigt. Der statische E-Modul des Pfahlbetons wurde mit der empirischen Beziehung  $E_{\text{dyn}} \approx 1,1 \cdot E_{\text{stat}}$  (Kap. 2.3.1) aus dem dynamischen E-Modul zu  $E_{\text{stat}} = 40.154 \text{ N/mm}^2$  abgeleitet und der Berechnung zugrunde gelegt.

Es zeigt sich, dass die aus den gemessenen Dehnungen an ME1 berechneten Kräfte im Mittel für beide Pfähle um 27 % zu hohe Werte für die am Pfahlkopf eingeleitete Kraft ergeben. Bei Anwendung des High-Strain-Verfahrens wurde eine mittlere Abweichung von 26 % bestimmt. Da die Abweichungen bei den dynamischen und statischen Belastungen in ähnlicher Größenordnung festgestellt wurden, wird die versteifende Rückwirkung des Aufnehmers (Sensorträger) als Ursache für die größeren Dehnungen im Pfahlinnern bestätigt.

Anhand der Ergebnisse der Feldversuche kann mit diesen Erkenntnissen ein aufnehmerspezifischer Korrekturfaktor für die gemessene Dehnung im Pfahlinnern bestimmt werden, der für die Berechnung von Kräften und Pfahlwiderständen notwendig ist. Für die gegebenen Verhältnisse von Sensorträger und Pfahlmaterial ergibt sich dieser aus dem Mittelwert der bei dynamischer und statischer Belastung festgestellten Abweichungen zwischen DMS und EFPI-Sensoren zu

$$k = 1 - 0,265 = 0,85. \quad (6.2)$$

Die weitere Auswertung wird unter Berücksichtigung dieses k-Faktors durchgeführt. Aus der Dehnung wird die Kraft je Messebene und Laststufe im Pfahl bei Ansatz von  $E_{\text{stat}} = 40.154 \text{ N/mm}^2$  berechnet. Aus der Differenz der Kräfte und der Mantelfläche des Pfahls zwischen übereinander angeordneten Messebenen ergibt sich der in diesem Abschnitt im Boden

abgetragene Mantelwiderstand. Diese Ergebnisse sind für beide Testpfähle in Bild 6.25 dargestellt und mit den nach dem CAPWAP-Verfahren bestimmten Mantelwiderständen verglichen.

Im CAPWAP-Modell wurden die Pfähle in Segmente mit 1 m Länge unterteilt, so dass die Mantelwiderstände je Meter Einbindung in den Boden vorliegen. Im Vergleich dazu sind die Pfähle nur in 5 Messebenen mit Aufnehmern instrumentiert, so dass sich unter Berücksichtigung der Abstände der einzelnen Messebenen entsprechend größere Bereiche ergeben, für die Mantelwiderstände berechnet werden können. Der direkte Vergleich der Mantelwiderstände mit beiden Methoden kann dadurch nicht exakt geführt werden. Auch führen der bereits erwähnte Einfluss von Imperfektionen und die Instrumentierung mit nur einem Aufnehmer in ME2 und ME4 zu geringen Fehlern in dieser Darstellung. Es kann jedoch in guter Näherung eine zufrieden stellende Übereinstimmung festgestellt werden.

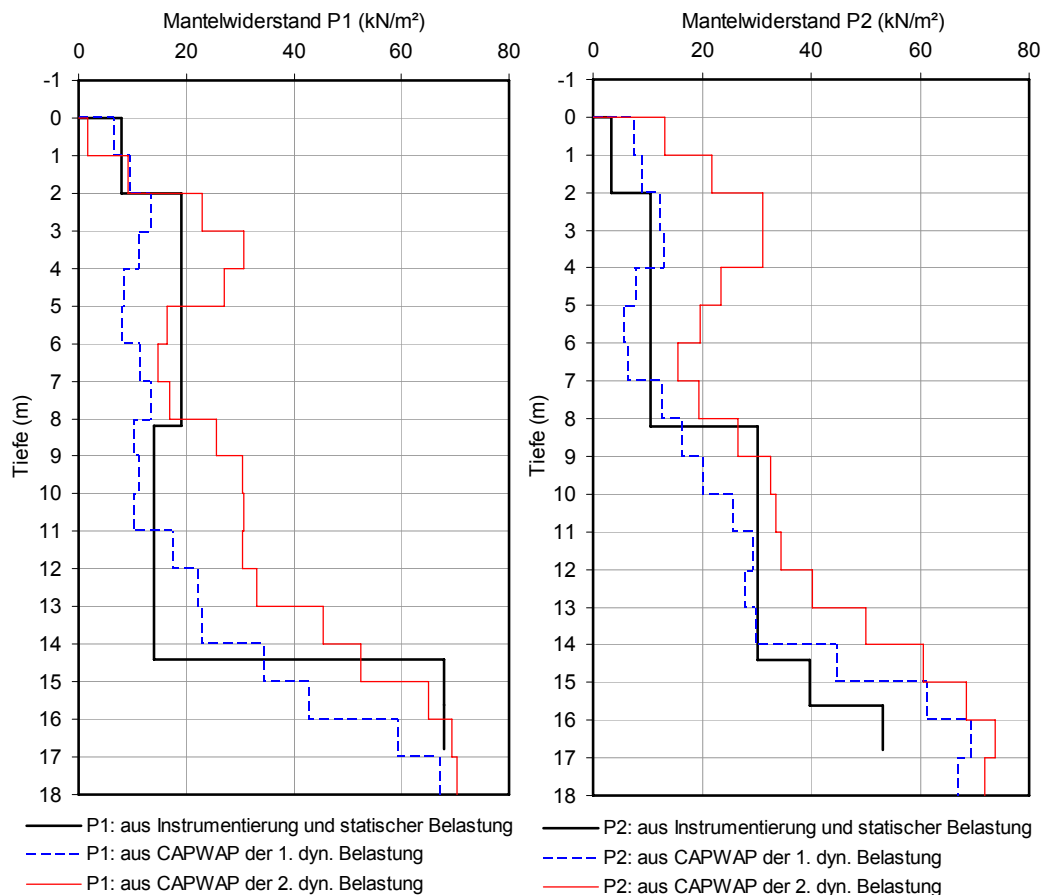


Bild 6.25: Vergleich der Mantelwiderstände der Testpfähle P1 und P2 über die Tiefe der Pfahleinbindung von 18 m aus den gemessenen Dehnungen bei statischer Belastung und aus den Berechnungen mit dem CAPWAP-Verfahren (dynamische Probelastungen nach 1 Tag und 251 Tagen nach Rammung).

Aus den Mantelwiderständen der statischen Probelastung kann mit der Tragfähigkeit der Pfähle im Grenzzustand GZ 1 nach Bild 6.21 der resultierende Spitzenwiderstand ermittelt werden. Für diese Berechnung wird der Mantelwiderstand zwischen ME5 und Pfahlfuß in gleicher Größe wie zwischen ME3 und ME4 angenommen. Für Pfahl P1 folgt aus den in Bild 6.25 dargestellten Werten der Gesamtanteil des Mantelwiderstands zu 745 kN. Der resultierende Spitzenwiderstand beträgt 550 kN (3,4 MN/m²). An Pfahl P2 wurde ein Gesamtanteil des Mantelwi-

derstands von 607 kN aktiviert. Der resultierende Spitzenwiderstand beträgt bei diesem Pfahl 383 kN (3,1 MN/m<sup>2</sup>).

## 6.6 Schlussfolgerungen

Die vorgestellten Auswertungen der Feldversuche zeigen, dass die EFPI-Sensoren auch unter realen Baustellenbedingungen geeignet sind, Pfahlverformungen bei den Wellenausbreitungsvorgängen der dynamischen Pfahlprüfverfahren und bei statischer Belastung zu erfassen. Die Funktionalität der Sensoren war auch bei der hohen Beanspruchung durch die Pfahlrammung gegeben und die geringen beim Low-Strain-Verfahren auftretenden Verformungen konnten bis in große Tiefe verstärkungsfrei gemessen und interpretiert werden. Weiterführende Auswertungen dieser Messdaten bleiben zukünftigen Untersuchungen vorbehalten.

Ergänzend zu den Erkenntnissen aus den Modellpfahlversuchen folgt aus der Bestimmung der Wellengeschwindigkeit einzelner Pfahlabschnitte, dass bei Anwendung des Low-Strain-Verfahrens Pfahlfußreflexionen, die aus dem Geschwindigkeits-Zeitverlauf vom Pfahlkopf nicht zuverlässig hervorgehen, erst durch die Auswertung der Messungen im Pfahlinnern eindeutig bestimmt werden können. Da die Detektion der Pfahlfußreflexion für eine zuverlässige Analyse der Pfahlstruktur, insbesondere zur Bewertung der Betonqualität anhand der Wellengeschwindigkeit, der Pfahllänge und der Tiefe von eventuell vorhandenen Fehlstellen bedeutend ist, kann damit der Vorteil der erweiterten Pfahlinstrumentierung im Feldversuch nachgewiesen werden.

Die abschnittsweise bestimmte Wellengeschwindigkeit ermöglichte analog zum Modellversuch eine genauere Lagebestimmung von Fehlstellen in beiden Testpfählen nahe der Messebene ME1. Zusätzlich werden diese Fehlstellen nach den Ergebnissen im Feldversuch durch die in ME1 erfassten vergleichsweise hohen Dehnungsamplituden bestätigt und auf Rissbildung in deren unmittelbaren Umgebung zurückgeführt. Durch die faseroptischen Dehnungssensoren können deshalb zusätzliche Informationen zur Strukturbewertung von Betonpfählen erhalten werden. Zur Erhöhung der Genauigkeit bei der Bestimmung der Lage und Größe einer Fehlstelle anhand von lokalen Änderungen der Wellengeschwindigkeit und Dehnung bedarf es jedoch zukünftig einer höheren, über die Pfahllänge verteilten, Sensordichte. Dies bestätigt eine der Schlussfolgerungen aus den Modellversuchen.

Weiterhin zeigten die Feldversuche mit den strukturintegrierten Sensoren Variationen der Wellengeschwindigkeit bei Anwendung beider dynamischer Prüfverfahren in ähnlicher Größenordnung, die auf einen Einfluss der Bodenart hinweisen. Die Größe dieser Variationen sowie die quantitative Bestimmung dafür ursächlicher Parameter sollte durch zukünftige Anwendungen der erweiterten Pfahlinstrumentierung mit EFPI-Sensoren in Abhängigkeit von Pfahlsystem und Baugrundeigenschaften näher untersucht werden.

Bei der Anwendung des High-Strain-Verfahrens zeigte der Vergleich der Ergebnisse der eingebetteten mit denen der herkömmlichen Messwertaufnehmer am Pfahlschaft, dass die auftretenden Beschleunigungen innerhalb des Betons und an der Pfahlschaftoberfläche gleich sind. Die mittleren Abweichungen zwischen der Dehnung im Pfahlinnern und der an der Pfahlschaftoberfläche betragen jedoch im Mittel 26 % und sind größer als die im Laborversuch ermittelten sowie die in der Literatur beschriebenen Werte. Die statischen Probelastungen bestätigen dieses Ergebnis. Die gemessenen höheren Dehnungen im Pfahlinnern werden auf eine versteifende Wirkung des Sensorträgers zurückgeführt. Zur Berechnung von Kräften und weiteren geotechnisch relevanten Größen ist nach den Ergebnissen der Feldversuche dieser Arbeit die Anwendung eines Kalibrierfaktors auf die mit den Messwertaufnehmern erfassten Dehnungen

im Pfahlinnern erforderlich. Um dieses Ergebnis zu verifizieren, sollte zukünftig eine alternative Anordnung von Messwertaufnehmern im Querschnitt bei Variation deren Dehnsteifigkeit verfolgt werden, bei der Aufnehmer sowohl an der Bewehrung befestigt als auch in größerem Abstand dazu montiert werden. Die Anzahl der Aufnehmer im Querschnitt sollte dabei erhöht werden. Für derartige Untersuchungen bieten sich Ortbetonbohrpfähle mit großen Abmessungen an.

Aus den Messwerten im Pfahlinnern können bei Anwendung des High-Strain-Verfahrens unter Berücksichtigung des ermittelten Kalibrierfaktors Aussagen zum Tragverhalten durch eine Analyse z. B. nach dem CAPWAP-Verfahren abgeleitet werden, wenn die Daten den entsprechenden Auswertalgorithmen zugänglich gemacht werden. Unabhängig davon können die gemessenen Dehnungen im Pfahlinnern direkt mit nach dem CAPWAP-Verfahren berechneten Werten in einer entsprechenden Tiefe verglichen und das der Berechnung zugrunde gelegte Pfahl-Boden-Modell gegebenenfalls optimiert werden. Damit ist die Möglichkeit gegeben, bestehende Erfahrungswerte in Bezug auf Mantel- und Spitzenwiderstand zu überprüfen.

## **7 Zusammenfassung und Ausblick**

Die Qualität von axial auf Druck belasteten Einzelpfählen aus Beton wird immer mehr durch dynamische Pfahlprüfmethode, das Low-Strain-Verfahren zur Bestimmung der Strukturbeschaffenheit und das High-Strain-Verfahren zur Analyse des Tragverhaltens, kontrolliert. Trotz dieser heute etablierten und als Stand der Technik anerkannten Messverfahren bedürfen noch viele Fragestellungen einer genaueren Untersuchung. Einerseits treten immer wieder Schäden im Zusammenhang mit Pfahlgründungen auf und andererseits kann die Streuung von rechnerisch prognostizierten Tragfähigkeiten sehr groß sein, sodass diesbezüglich heute noch keine quantifizierte Absicherung möglich ist.

In dieser Arbeit wurde ein neuartiges faseroptisches Messsystem auf der Basis von hochauflösenden strukturintegrierten Fabry-Perot-Interferometer- (EFPI-) Sensoren vorgestellt und untersucht. Mit diesem Messsystem können Informationen über die gesamte Pfahllänge sowie verteilt über den Querschnitt durch erweiterte Pfahlinstrumentierung gewonnen werden. Die faseroptischen Mikrodehnungsaufnehmer werden an ausgewählten, geotechnisch relevanten Stellen im Pfahlbeton eingebettet und erfassen Dehnungen im Pfahlinnern, die durch beide dynamische Pfahlprüfverfahren und zusätzlich durch statische Belastungen erzeugt werden. Bisher werden für die verschiedenen Pfahlprüfverfahren unterschiedliche elektrische Sensoren hauptsächlich in einer Messebene am Pfahlkopf verwendet. Ein Messsystem, das für alle dieser Verfahren angewendet werden kann, existiert bisher noch nicht.

Die vorliegende Arbeit leistet damit einen Beitrag, dem zunehmenden Bedarf an zuverlässigen und robusten Messverfahren speziell für diese geotechnischen Anwendungen gerecht zu werden, um einige der offenen Fragestellungen weitergehend untersuchen zu können. Mit den zusätzlichen Messinformationen der strukturintegrierten faseroptischen Sensoren können die Grenzen der bisherigen Ergebnisinterpretation minimiert werden, die bei der Auswertung der dynamischen Pfahlprüfverfahren aufgrund zu treffender Annahmen über Baugrund und Pfahleigenschaften sowie aufgrund der beiden Verfahren zugrunde liegenden Theorie der eindimensionalen Wellenausbreitung gegeben sind. Eine zuverlässigere Bewertung der Pfahl-Boden-Interaktionen ist dadurch möglich, insbesondere bei schwierigen Baugrundverhältnissen (z. B. bei kriechfähigen Böden) und großen Pfahlabmessungen.

Für die erweiterte Pfahlinstrumentierung wurden faseroptische Sensoren ausgewählt, weil diese spezielle Vorteile gegenüber konventionellen Dehnungsmessstreifen aufweisen, wie z. B. geringste Abmessungen und geringes Gewicht des Sensorelements und der Zuleitungen, Blitzsicherheit, höhere Signalempfindlichkeit und geringer Verkabelungsaufwand. Es wurden geeignete Sensorprinzipien auf Basis deren Leistungscharakteristik diskutiert und mit den gebräuchlichsten konventionellen Messsystemen verglichen und bewertet. Auf dieser Grundlage wurden Faser-Bragg-Gitter- (FBG-) Sensoren und extrinsische Fabry-Perot-Interferometer- (EFPI-) Sensoren für die Untersuchungen dieser Arbeit ausgewählt. FBG-Sensoren sind wellenlängenmodulierte Sensoren, werden als absolut messende Dehnungssensoren spektral ausgewertet und können durch Multiplexverfahren in Sensornetzwerken angeordnet werden. Intensitätsschwankungen der Lichtquelle wirken sich nicht auf das Ergebnis aus. EFPI-Sensoren sind unempfindlich gegenüber Temperatureinflüssen und Querbeanspruchung. Es können sehr schnelle Messgrößenänderungen erfasst werden.

Das Dehnungsübertragungsverhalten oberflächenapplizierter EFPI-Sensoren wurde durch analytische Berechnungen und umfangreiche Laborversuche untersucht, da diesbezüglich belast-

bare Erfahrungswerte fehlen. Anhand der Berechnungsergebnisse wurden günstige Klebstoffeigenschaften und geometrische Randbedingungen der Klebung für die experimentellen Untersuchungen bestimmt. In Laborversuchen wurden auf dieser Basis große Klebelängen im Vergleich zur Messlänge des Sensors, eine hohe Klebstoffsteifigkeit und geringe Schichtdicken des Klebstoffs unterhalb des Sensors realisiert. Das Ergebnis der Laborversuche ist die Feststellung des geeigneten Klebstoffs und der für EFPI-Sensoren optimalen Klebstoffgeometrie. Es wurden reproduzierbar hohe Dehnungsübertragungsfaktoren (Verhältnis der Dehnungen von Sensor zu Sensorträger) von 0,978 bei einem Variationskoeffizienten von 0,8 % bestimmt, die die Grundlage für die weiteren Untersuchungen waren.

Die Methodik der Installation der EFPI-Sensoren wurde durch die Entwicklung geeigneter Applizierungshilfsmittel auf eine spezielle Sensorlösung übertragen. Der verwendete Sensorträger besteht aus einem metallischen Hohlzylinder, auf dessen Oberflächen die Sensoren appliziert sind. Die wesentlichen Parameter zur Dimensionierung des Sensorträgers sind die Messlänge, die vom Größtkorndurchmesser der Betonzuschlagstoffe und der kleinsten Wellenlänge bei dynamischer Belastung abhängig ist, und die Dehnsteifigkeit, die nach einem bekannten Ansatz aus der Literatur bestimmt wurde. Es steht damit ein faseroptischer Messwertaufnehmer zur Integration in Beton und zur Instrumentierung von Pfählen zur Verfügung. Die Dehnungsübertragung erfolgt vom Beton über den Sensorträger auf das sensitive Element (EFPI-Sensor).

Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen im Labor zur Dehnungsübertragung zeigen, dass die EFPI-Sensoren zur Erfassung quasi-statischer und schnell veränderlicher Verformungen gut geeignet sind und bei dynamischer Anregung Vorteile gegenüber DMS aufweisen. Durch gute Übereinstimmung der Messwerte von EFPI-Sensoren und DMS wurde die Notwendigkeit der vorab ermittelten Dehnungsübertragungsfaktoren verdeutlicht. Die an kleinstabständlichen Betonprobekörpern erwartete Wellenausbreitung konnte für Anregungen, die vergleichbar der des Low-Strain-Verfahrens sind, mit den eingebetteten Aufnehmern erfasst werden. Damit wurde die Eignung des entwickelten Messwertaufnehmers im Laborversuch nachgewiesen.

Diese Entwicklungen wurden in Modellpfahl- und Feldversuchen mit instrumentierten Fertigpfählen aus Stahlbeton validiert. Die Modellpfahlversuche zeigen, dass die EFPI-Sensoren, der entwickelte Messwertaufnehmer und die Applizierungsart der EFPI-Sensoren am Aufnehmer für die Anwendung bei allen drei Verfahren der Pfahlprüfung gut geeignet sind. Die Eignung des gesamten faseroptischen Messverfahrens konnte unter realen Bedingungen durch die Rammung von instrumentierten Fertigpfählen aus Stahlbeton als erste Untersuchung zur Validierung im Feld nachgewiesen werden.

Der Nutzen einer erweiterten Pfahlinstrumentierung mit den EFPI-Sensoren wurde durch die Bestimmung von Materialeigenschaften einzelner Pfahlabschnitte gezeigt. Es wurden lokale Schwankungen der Wellengeschwindigkeit festgestellt, die im Modellversuch auf die Eigenschaften des Pfahlbetons und im Feldversuch zusätzlich auf den Einfluss der Bodenart zurückgeführt wurden. Als natürliche Streuung der Pfahlmaterialeigenschaften wurden Abweichungen der Wellengeschwindigkeit von 2,5 % interpretiert. Höhere Abweichungen zwischen einzelnen Pfahlabschnitten weisen auf Bereiche geringerer Betonqualität hin.

Die Detektion einer am Pfahlkopf nicht eindeutig erkennbaren Pfahlfußreflexion ist durch die erweiterte Pfahlinstrumentierung mit den EFPI-Sensoren eindeutig möglich. In solchen Fällen kann die Pfahlstruktur zuverlässiger bewertet werden. Im Vergleich zur herkömmlichen Mes-

sung am Pfahlkopf stellt die erweiterte Instrumentierung des Pfahlschafts mit EFPI-Sensoren eine wesentliche Verbesserung hinsichtlich der Bewertungsmöglichkeiten dar.

Mit den strukturintegrierten EFPI-Sensoren werden darüber hinaus Fehlstellen in deren Lage genauer bestimmt, als mit der herkömmlichen Messung am Pfahlkopf. Diese Genauigkeit steigt, je höher die Anzahl an eingebetteten Sensoren in Pfahllängsrichtung ist.

Mit den Untersuchungen zum Tragverhalten konnte gezeigt werden, dass die EFPI-Sensoren die Pfahlverformungen bei Anwendung des High-Strain-Verfahrens und bei statischen Pfahlprobelastungen erfassen können. Anhand der Messergebnisse der EFPI-Sensoren können Aussagen zum Tragverhalten von Pfählen abgeleitet werden.

Durch zukünftige Optimierungen des verwendeten Sensorträgers können zwischen den Vergleichsmesssystemen festgestellte Dehnungsunterschiede verifiziert bzw. die Notwendigkeit der Anwendung eines aufnehmerspezifischen Kalibrierfaktors überprüft werden. Nach weiteren Validierungen in Feldversuchen können zukünftig bestehende Berechnungsmethoden zur Pfahl-Boden-Interaktion sowie Erfahrungswerte überprüft und gegebenenfalls optimiert werden. Das faseroptische Messsystem kann über die Anwendung der Pfahlprüfung hinaus einer breiten industriellen Nutzung zugänglich gemacht werden.

Neben der Verformungsmessung können weitere Messgrößen mit faseroptischen Sensoren erfasst werden. So ist bspw. die Kombination der Messung von Dehnung und Beschleunigung am gleichen Ort ein für die dynamische Pfahlprüfung interessanter Aspekt für zukünftige Entwicklungen.

Die heute aufgrund der Auswertealgorithmen noch unvermeidlichen Fehler bei der Umwandlung der Ausgangssignale der EFPI-Sensoren sollten durch Weiterentwicklungen dieser Methoden zukünftig minimiert bzw. vermieden werden. Diese Umwandlung sollte idealerweise automatisiert in Echtzeit erfolgen.

## **8 Literatur**

### **8.1 Normen und Richtlinien**

ASTM D4945-00	Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.
ASTM D5882-00	Standard Test Method for Low Strain Integrity Testing of Piles.
ASTM D6760-02	Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing.
DIN 1045-1:2008-08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
DIN 1045-2:2008-08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.
DIN 1048-5:1991-06	Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.
DIN 1054:2005-01	Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.
DIN 1319-3:1996-05	Grundlagen der Messtechnik - Teil 3: Auswertung von Messungen einer einzelnen Messgröße, Messunsicherheit.
DIN 1319-4:1999-02	Grundlagen der Messtechnik - Teil 4: Auswertung von Messungen; Messunsicherheit.
DIN 4020:2003-09	Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke.
DIN 4094-1:2002-06	Baugrund, Felduntersuchungen, Teil 1: Drucksondierungen.
DIN 4094-3:2002-01	Baugrund, Felduntersuchungen, Teil 3: Rammsondierungen.
DIN 18126:1996-11	Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung der Dichte bei lockerster und dichtester Lagerung.
DIN 18125-2:1999-08	Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung der Dichte des Bodens, Teil 2: Feldversuche.
DIN EN 206-1:2001-07	Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.
DIN EN 12063:1999-05	Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Spundwandkonstruktionen.
DIN EN 12350-5:2008-07	Prüfung von Frischbeton - Teil 5: Ausbreitmaß.
DIN EN 12350-6:2008-07	Prüfung von Frischbeton - Teil 6: Frischbetonrohddichte.
DIN EN 12350-7:2008-07	Prüfung von Frischbeton - Teil 7: Luftgehalte Druckverfahren.
DIN EN 12390-3:2002-04	Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern.
DIN EN 12390-7:2001-02	Prüfung von Festbeton - Teil 7: Dichte von Festbeton.



DIN EN 12699:2001-05	Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) - Verdrängungspfähle.
DIN EN 12794:1997	Betonfertigteile – Gründungspfähle (Entwurf).
DIN EN 12794:2007-08	Betonfertigteile – Gründungspfähle.
DIN EN 14199:2005-05	Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle).
DIN EN 1536:1999-06	Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Bohrspfähle.
DIN EN 1997-1:2009-09	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004.
DIN EN ISO 376:2005-02	Metallische Werkstoffe - Kalibrierung der Kraftmessgeräte für die Prüfung von Prüfmaschinen mit einachsiger Beanspruchung (ISO 376:2004).
DAfStb – Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (1991)	“Prüfung von Beton, Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048“, Heft 422, Beuth Verlag, Berlin, Köln.
DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (1998):	“Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen“, ersetzt durch EA-Pfähle (2007).
DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2007):	“Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle“ (EA-Pfähle).
DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2001):	“Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Platten-Gründungen (KPP)“.
VDI/VDE/GESA-Richtlinie 2635, Blatt 1 (2007):	“Experimentelle Strukturanalyse - Dehnungsmessstreifen mit metallischem Messgitter – Kenngrößen und Prüfbedingungen“.

## 8.2 Artikel und Monographien

Ansari, F.; Yuan, L. (1998): “Mechanics of Bond and Interface Shear Transfer in Optical Fiber Sensors“, Journal of Engineering Mechanics 4, pp. 385-394.

Balthaus, H.-G.; Meseck, H. (1984): “Integritätsprüfungen an Ortbetonpfählen“, TIS 9.

Balthaus, H. (1986): “Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Prüfmethoden“, Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 21.

Balthaus, H.; Kielbassa, S. (1991): “Theoretische Grundlagen dynamischer Pfahltestverfahren“, Fachseminar Dynamische Pfahltests, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 38, pp. 41-72.

Bentur, A.; Mindess, S. (1990): “Fibre Reinforced Cementitious Composites“, Part 1: Mechanical Behaviour of Fibre Reinforced Cementitious Materials, Elsevier Applied Science London.

- Bergmann, L. (1954): "Der Ultraschall und seine Anwendung in Wissenschaft und Technik", S. Hirzel Verlag, Stuttgart.
- Betz, D. C. (2004): "Application of optical Fibre Sensors for Structural Health and Usage Monitoring", Dissertation, Dynamics Research Group, Mechanical Engineering Department, University of Sheffield.
- Bludau, W. (1998): "Lichtwellenleiter in Sensorik und optischer Nachrichtentechnik", Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York.
- Bo-Wen, H. (1988): Proceedings of the Third International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Ottawa.
- Böckmann, F. J. (1984): "Induktive Wegaufnehmer und DMS bei Modellversuchen zur Ermittlung des Tragverhaltens von Pfahlgruppen", Messtechnische Briefe 20, Heft 3, S. 59- 64.
- Brigham, E. O. (1997): "FFT-Anwendungen", R. Oldenbourg Verlag, München, Wien.
- Buja, H.-O. (1998): "Handbuch des Spezialtiefbaus: Geräte und Verfahren", 1. Auflage, Werner Verlag, Düsseldorf.
- Casanova, N. (1998): "Verformungsmessung mit optischen Glasfasersensoren", Messen in der Geotechnik, 19.-20.02.1998, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 55, S. 387-399.
- Cheng, L. K.; Liu, S. Y.; Guan, B. O.; Chung, W. H.; Chan, T. H. T.; Chan, T. L.; Groote Schaarsberg, J. J. M.; Oostijk, B. W.; Tam, H. Y. (2004): "Dynamic Load Monitoring of the Tsing Ma Bridge Using a High-Speed FBG Sensor System", Proc. of the 2nd European Workshop on Structural Health Monitoring, 07.-09. July, München, pp. 492-499.
- Choquet, P.; Juneau, F.; Dadoun, F. (1999): "New generation of fiber-optic sensors for dam monitoring", Proc. of the 99th Int. Conf. on Dam Safety and Monitoring, Yichang, Hubei, China, pp. 713-721.
- Cudmani, R. O. (2001): "Statische, alternierende und dynamische Penetration in Nichtbindigen Böden", Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 152.
- Dakin, J. et al. (1985): "Distributed Optical Fiber Raman Temperature Sensor using a Semiconductor Light Source and Detector", Electronical Letters, Vol. 21, p. 569.
- Dakin, J.; Culshaw, B. (1988): "Optical Fiber Sensors: Principles and Components", Vol. 1, Vol. 2, Artech Boston, London.
- Daum, W.; Krauser, J.; Zamzow, P. E.; Ziemann, O. (2001): "POF – Optische Polymerfasern für die Datenkommunikation", Springer Verlag.
- Daum, W.; Habel, W. R.; Schallert, M. (2007): "Faseroptisches Mikrodistanometer für die zuverlässige statische und dynamische Beanspruchungsanalyse von Pfahlgründungen", Abschlussbericht, BMWi Forschungsvorhaben.
- Davisson, M. T. (1972). "High Capacity Piles", Proceedings, Lecture Series, Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Chicago, March 22, pp. 81-112.

- Denver, H.; Skov, R. (1988): "Investigation of the Stress-Wave Method by Instrumented Piles", Fachtagung Dynamische Pfahltests, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 38, pp. 11-23.
- Doyle, J. F. (1997): "Wave Propagation in Structures, Spectral Analysis Using Fast Discrete Fourier Transforms", Springer Verlag New York, 2. Auflage.
- Elmer, K.-H. (1995): "Modellierung und Simulation einer Dehnwelle zur Risserkennung im Stab", Technische Mechanik, Band 15, Heft 1, S. 33-42.
- Elmer, K.-H. (2002): "The complex behavior of traveling waves and numerical methods", Structural Dynamics, EURODYN2002, Grundmann, Schueller (eds), Balkema Publishers, pp. 631-636.
- Ellner, A. (1996): "Seminar Pfahlgründungen", LGA Bayern, Technische Fortbildung, 27. Juni 1996, Würzburg.
- Ernst, U. (2001): "Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfehlen im Grundwasser", Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 66.
- Fecker, E. (1997): "Geotechnische Messgeräte und Feldversuche im Fels", Enke Verlag Stuttgart.
- Fellenius, B. H. (2002): "Determining the True Distributions of Load in Instrumented Piles", International Deep Foundation Congress „Down to Earth technology“, Orlando, Florida, USA.
- Franke, E. (1992): "Pfähle", Grundbau-Taschenbuch, Teil 3, 4. Auflage, Verlag Ernst & Sohn Berlin, Hrsg. U. Smolczyk.
- Franz, G. (1958): "Unmittelbare Spannungsmessung in Beton und Baugrund", Der Bauingenieur 33, Heft 5, S. 190-195.
- Franz, S.; Hecht, T. (2007): "Pfahlprobebelastung mit Osterbergzellen im Zuge der Unterfahrung des Hauptbahnhofs beim Neubau des City-Tunnels Leipzig", Pfahl-Symposium 2007, 22.-23. Februar, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 84, S. 189-206.
- Glisic, B.; Inaudi, D.; Nan, C. (2002): "Piles monitoring during the axial compression, pullout and flexure test using fiber optic sensors", 81st Annual Meeting of the Transportation research Board (TRB), Washington DC.
- Glisic, B.; Inaudi, D.; Vurpillot, S.; Bu, E.; Cheng, C.-J. (2003): "Piles monitoring using topologies of long-gage fiber optic sensors", 1st International Conference on Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure, Tokyo.
- Glötzl, F. (1958): "Ein neues hydraulisches Fernmessverfahren für mechanische Spannungen und Drücke", Archiv für Technisches Messen und Industrielle Messtechnik 265, S. R 21-R 28.
- Glötzl, R. (2004): "Langzeitstabilität und Nullpunktkontrolle eines Glasfaserdrucksensorkopfes (EFPI)", Messen in der Geotechnik, 09.-10.09.2004, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 77, S. 329-334.

Goble, G. G. (2004): "Pile Driving Stress Wave Measurement and Evaluation – Past, Present and Future Potential", Proceedings of the seventh international conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Malaysia.

Graff, K. F. (1975): "Wave motion in elastic solids", Clarendon Press Oxford.

Große, Ch. U. (1996): "Quantitative zerstörungsfreie Prüfung von Baustoffen mittels Schallemissionsanalyse und Ultraschall", Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.

Gruber, J.; Nancey, A. (2006): "Messen mit optischen Dehnmessgebern in Erdbauwerken – Praxisbericht", Messen in der Geotechnik, 23.-24.02.2006, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 82, S. 269-286.

Gudehus, G. (1980): "Materialverhalten von Sand, neuere Erkenntnisse", Bauingenieur 55.

Habel, W. R., Hillemeier, B., Bismarck, A., Springer, J. (1998): "How to achieve the desired strain transfer for fibre-optic microdeformation measurements in cementitious building materials at early ages?", European Workshop on Optical Fibre Sensors, Peebles, Scotland, pp. 59-63.

Habel, W. R.; Hofmann, D.; Basedau, F. (1993): "Dehnungs- und Schwingungsmessungen mit Lichtwellenleiter-Sensoren an einer Autobahnbrücke in Berlin-Charlottenburg", Information Nr. 25 des Instituts für Erhaltung und Modernisierung von Bauwerken (IEMB).

Habel, W. R. (2007): "Faseroptische Messverfahren zur Überwachung von Stahl- und Betonbauten", Bauen in Deutschland, Fachmagazin für die Baubranche, 1-2007, 4. Jahrgang, S. 37-40.

Habel, W. R. (2000): "Eingebettete faseroptische Sensoren für hochaufgelöste Verformungsmessungen in der Zementsteinmatrix", Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen und Angewandte Geowissenschaften, TU Berlin.

Habel, W. R. (2003): "Faseroptische Sensoren für Deformationsmessungen – Kriterien für eine zuverlässige Nutzung", VDI-Berichte 1757, GESA-Symposium 'Sicherheit und Wirtschaftlichkeit durch Messtechnik, Monitoring und Beanspruchungsanalyse', 12.-13.06.2003 Braunschweig, S. 141-158.

Habel, W. R.; Holst, A. (1995): "Vergleichende Verformungsmessungen an einem Stahlbetonpfahl mit Gleitmikrometer, DMS und Fasersensoren", Pfahl-Symposium, 23.-24.02.1995, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 48, S. 117-134.

Habel, W. R.; Gutmann, T. (2005): "Embedded Quasi-distributed Fibre Optic Sensors for Long-term Monitoring of 4,500 kN Rock Anchors in the Eder Gravity Dam in Germany", Proceedings of the second International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure (SHMII-2'05), 16.-18. November 2005, Shenzhen/China, Taylor & Francis Group. Vol. 1, pp. 289-297.

Habel, W. R.; Hillemeier, B. (1999): "Rückwirkungsarme faseroptische Miniatursensoren zur Bewertung der Anfangsverformungen hydraulisch erhärtender Werkstoffe", DGZfP Fachtagung Bauwerksdiagnose – Praktische Anwendungen Zerstörungsfreier Prüfungen, 21.-22.01.1999, München, S. 293-299.

- Habel, W. R.; Kohlhoff, H.; Niemann, J. (2003): "Das BAM-Monitoringsystem zur Überwachung der äußeren Betonbrücken im neuen Lehrter Bahnhof in Berlin", VDI-Berichte 1757, GESA-Symposium 'Sicherheit und Wirtschaftlichkeit durch Messtechnik, Monitoring und Beanspruchungsanalyse', 12.-13.06.2003 Braunschweig, S. 233-243.
- Hartung, M. (1994): "Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand", Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 45.
- Hartung, M. (1991): "Integritätstests an Modell- und Bauwerkspfählen", Dynamische Pfahltests, 21.-22.01.1991, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 38, S. 233-267.
- Hill, K. O.; Fujii, Y.; Johnson, D. C.; Kawasaki, B.S. (1978): "Photosensitivity in optical waveguides: application to reflection filter fabrication", Applied Physics Letters, 32.
- Hilmer, K. (1991): "Schäden im Gründungsbereich"; Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- Hoffmann, K. (1987): "Einführung in die Technik des Messens mit Dehnungsmeßstreifen", Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH.
- Holst, A. (1990): "Klassifizierung und Entwicklungstendenzen der faseroptischen Sensorik", Feingerätetechnik, Berlin 39, 11, 499-501.
- Holst, A.; Habel, W. R. (1994): "Einsatzmöglichkeiten von Lichtwellenleitersensoren in der Geotechnik", Messen in der Geotechnik, 26.-27.05.1994, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 44, 31-45.
- Holst, A.; Hoppstock, M.; Maschkowitz, F. (1986): "Klassifizierung faseroptischer Sensoren", Feingerätetechnik, Berlin 35, 11, 495-498.
- Huch, T.; Kirsch, F. (1999): "Dynamische Messungen bei der Rammpfahlherstellung", Pfahlsymposium 1999, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 60.
- Huch, T.; Kirsch, F.; Schallert, M. (2001): "Der Einsatz dynamischer Pfahlprüfungen zur Gründungsoptimierung des Containerterminals Altenwerder", Pfahlsymposium 2001, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 65.
- Hurtig, E.; Großwig, S. (1998): "Distributed Fiber Optics for Temperature Sensing in Buildings and other Structures", Proceedings of the 24th Annual Conference of the IEEE Industrial Electronics Society, Vol. 3/4, pp. 1829-1834.
- Inaudi, D. (2005): "Overview of fiber optic sensing to structural health monitoring applications", Proc. of the Intern. Symp. on Innovation & Sustainability of Structures in Civil Engineering (ISISS), Nanjing China. Vol. 1, p. 203-217.
- Inaudi, D.; Casanova, N. (1999): "Deformationsmessungen mit Glasfasersensoren: Anwendungen von Lichtwellenleitersensoren zur Überwachung der Bauwerke", TFB Veranstaltung 4371/72, Wildeggen, Schweiz (www.smartec.ch).

- Inaudi, D.; Glisic, B. (2004): "Combining Static and Dynamic deformation monitoring with long-gauge fiber optic sensors", International Association for Bridge Maintenance and Safety (IABMAS), Kyoto, Japan, [www.smartech.ch](http://www.smartech.ch).
- Kang, H.-K.; Kang, D.-H.; Bang, H.-J.; Hong, C.-S.; Kim, C.-G. (2002): "Cure monitoring of composite laminates using fiber optic sensors", Smart Materials and Structures, Vol. 11, pp. 279-287.
- Katzenbach, R.; Moormann, C. (1998): "Messtechnische Überwachung von Baugrube und Gründung des Hochhauses Main Tower in Frankfurt am Main", Messen in der Geotechnik, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 55.
- Keil, S. (1995): "Beanspruchungsermittlung mit Dehnungsmeßstreifen", Cuneus Verlag.
- Kempfert, H.-G.; Smolczyk, U. (2001): "Pfahlgründungen", Grundbau-Taschenbuch, Teil 3, 6. Auflage, Verlag Ernst & Sohn Berlin, Hrg. U. Smolczyk.
- Kempfert, H.-G.; Becker, P. (2007): "Grundlagen und Ergebnisse der Ableitung von axialen Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten für die EA-Pfähle", Bautechnik 84, Heft 7, Verlag Ernst & Sohn Berlin, S. 441-449.
- Kersey, A. D. (1997): "Optical Fiber Sensors", Optical Measurement Techniques and Applications, Hrg. Rastogi, P. K., Artech House Boston London, 217-254.
- Kersey, A. D.; Dandridge, A. (1990): "Applications of Fiber-Optic Sensors", IEEE Transactions on Components, Hybrids, and Manufacturing Technology, Vo. 13 No. 1, pp. 137-143.
- Kirsch, F. (2003): „Dynamische Pfahlprüfungen – Tragfähigkeit und Integrität, Pfahlintegritätsprüfungen nach dem low-strain Verfahren“, Workshop, Februar 2003, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig.
- Kirsch, F.; Pläßmann, B.; Schallert, M. (2001): "Zum Stand der Technik bei der Durchführung und Analyse von Pfahl-Integritätsprüfungen", 1. Siegener Symposium: Messtechnik im Erd- und Grundbau, 24.-25. September, Universität Siegen, Institut für Geotechnik, S. 385-399.
- Kirsch, F.; Klingmüller, O. (2003): "Erfahrungen aus 25 Jahren Pfahlintegritätsprüfung in Deutschland – Ein Bericht aus dem Unterausschuss 'Dynamische Pfahlprüfung' des Arbeitskreises Pfähle der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.", Bautechnik 80, Heft 9.
- Klein, G. (2001): "Bodendynamik und Erdbeben", Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 6. Auflage, Verlag Ernst & Sohn Berlin, Hrsg. U. Smolczyk.
- Klingmüller, O. (1993): "Dynamische Integritätsprüfung und Qualitätssicherung bei Bohrpfählen", Geotechnik 16.
- Klingmüller, O.; Gottlöber, B.; Mayer, C.; Schallert, M. (2005): "Ultraschallprüfung und Hammerschlagprüfung", Pfahl-Symposium 2005, 24.-25. Februar, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 80, S. 293-312.
- Kolymbas, D. (1989): "Pfahlgründungen", Springer Verlag.

- Körber, G.; Lauerer, R. (2007): "Pfahlbelastungsversuche mit Hubkissen – ein neues System mit erheblichem Einsparpotential", Pfahl-Symposium 2007, 22.-23. Februar, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 84, S. 31-42.
- Krebber, K. (2001): "Ortsauflösende Lichtleitfaser-Sensorik für Temperatur und Dehnung unter Nutzung der stimulierten Brillouin-Streuung basierend auf der Frequenzbereichsanalyse", Dissertation, Ruhr-Universität, Bochum.
- Lebid, S. (2003): "Störungen in der Charakteristik von Faser-Bragg-Gitter-Sensoren durch lokale thermische und mechanische Einflüsse", Dissertation, Technische Universität Dresden.
- Likins, G.; Rausche, F. (2004): "Correlation of CAPWAP with Static Load Tests", Proceedings of the seventh international conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Malaysia.
- Linder, W.-R.; Böhle, B.; Schröder, T.; Kirsch, F. (2003): "Vergleichende Probelastung an einem Barrette, einem Bohrpfahl und Verdrängungspfählen im Hafen Hamburg", Pfahl-Symposium 2003, 21.-22. Februar, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 71, S. 247- 266.
- Liu, J.-G.; Schmidt-Hattenberger, C.; Borm, G. (2002): "Dynamic strain measurement with fibre Bragg grating sensor system", Measurement, Vol. 32 (2), pp. 151-161.
- Loh, Y. C. (1952): "Internal stress gauges for cementitious materials", Proceedings of the spring meeting of the Society for Experimental Stress Analysis, Indianapolis, Vol. XI No. 2.
- Lopez-Higuera, J. M. (2002): "Handbook of Optical Fibre Sensing Technology", John Wiley and Sons, Ltd.
- Magiera, G. (1984): "Weiterentwicklung des hydraulischen Kompensationsverfahrens zur Druckspannungsmessung in Beton", Forschungsbericht 102, Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM), Berlin.
- Measurements Group Europe (1999): "Auswahl von DMS: Kriterien, Verfahren, Empfehlungen", TN-505-4.
- Meininger, M. (2001): "Faseroptische Multi-Fabry-Perot-Sensoren in Schichtbauweise", Dissertation, Fachbereich Elektrotechnik, Universität Duisburg.
- Meller, S. A. (1996): "Extrinsic Fabry-Perot Interferometer System Using Wavelength Modulated Source", Master thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia.
- Meltz, G.; Morey, W. W.; Glenn, W. H. (1989): "Formation of Bragg Gratings in optical fibers by a transverse holographic method", Optics Letters, 14.
- Méndez, A.; Morse, T. F. (2007): "Specialty Optical Fibers Handbook", Elsevier Inc.
- Meseck, H. (1986): "Dynamische Pfahltests – Tragfähigkeit und Integrität", Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 19.

- Middendorp, P.; Reiding, F. J. (1988): "Determination of Discontinuities in Piles by TNO Integrity Testing and Signal Matching Techniques", Proceedings of the third international conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada.
- Middendorp, P.; van Ginneken, G. J. J.; van Foeken, R. J. (2000): "The advantages and disadvantages of dynamic load testing and static load testing", Proceedings of the sixth international conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Brasilien.
- Middendorp, P.; van Weele, A. F. (1986): "Application of the characteristic stress wave method in offshore practice", Proceedings of the third international conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, Frankreich.
- Moerman, W.; Waele, W. De.; Coppens, C.; Taerwe, L.; Degrieck, J.; Baets, R.; Callens, M. (2001): "Bragg grating strain measurements during the construction of a prestressed concrete girder bridge", NDT in Civil Engineering, Vol. 43, No. 7, pp. 467-469.
- Moormann, C. (2003): "Zur Tragwirkung und Beanspruchung von Gründungspfählen bei Baugrubenaushub", Pfahl-Symposium 2003, 21.-22. Februar, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 71, S. 351- 378.
- Mörchen, N. (2003): "Zur Grenzlast eines Druckpfahls – Untersuchungen für den Einzel- und den Gruppenpfahl", Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, Bodenmechanik und Grundbau der Bergischen Universität Wuppertal, Bericht - Nr. 26.
- Mücke, E. (2007): Bericht über "Geotechnische Untersuchungen, Teststandort Smartometer Glückstadt", Dipl.-Ing. Egbert Mücke Ingenieurbüro für Erd- und Grundbau, Kiel.
- Müller, R. K. (1964): "Der Einfluss der Messlänge auf die Ergebnisse bei Dehnungsmessungen an Beton", Beton 14, Heft 5, S. 205-208.
- Müller, R. K. (1971): "Handbuch der Modellstatik", Springer-Verlag.
- Murphy, K. A.; Bhatia, V.; Claus, R. O.; Duncan, P. G.; Jones, M.E.; Grace, J. L.; Greene, J. A.; Tran, T. A. (1995): "Multiplexed extrinsic Fabry-Perot interferometers and applications", Proc. SPIE Vol. 2507, Distributed and Multiplexed Fiber Optic Sensors, pp. 2-13.
- Natke, H. G. (1989): "Baudynamik - Einführung in die Dynamik mit Anwendungen aus dem Bauwesen", Verlag B.G. Teubner, Stuttgart.
- Natke, H. G. (1992): "Einführung in Theorie und Praxis der Zeitreihen- und Modalanalyse, Identifikation schwingungsfähiger elastomechanischer Systeme", 3. Auflage, Verlag F. Vieweg & Sohn, Braunschweig / Wiesbaden.
- Nendza, M. (2007): "Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rütteldruckverfahrens", Dissertation, Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften, TU Braunschweig, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 81.
- Nowack, F.; Gartung, E. (1983): "Messungen bei Probelastungen vertikal und horizontal belasteter Großbohrpfähle", Geotechnik 6, S. 1-10.



- Oh, J.-H.; Lee, W.-J.; Lee, S.-B.; Lee, W.-J. (2000): "Analysis of pile load transfer using optical fiber sensor", Proc. of the 6. International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Rotterdam.
- Omer, J. R.; Robinson, R. B.; Delpak, R.; Shih, K. J. C. (2003): "Large pile test in Mercia mudstone: Data analysis and evaluation of current design methods", Geotechnical and Geological Engineering 21, S.167- 200.
- Othonos, A.; Kalli, K. (1999): "Fiber Bragg Gratings, Fundamentals and Applications in Telecommunications and Sensing", Artech House.
- Oumeraci, H. (1994): "Wasserbauliches Versuchswesen I, Theoretische Grundlagen", Vorlesungsumdruck, Leichtweiss-Institut für Wasserbau, Hydromechanik und Küsteningenieurwesen, TU Braunschweig.
- Paikowsky, S. G. (2004): "Drop Weight Dynamic Testing of Drilled Deep Foundations", Proceedings of the seventh international conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Malaysia.
- Peng, M. K. (2004): "Preface", seventh international conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Malaysia.
- Pile Dynamics, Inc. (PDI, 2000): "CAPWAP – Case Pile Wave Analysis Program", Handbuch.
- Plaßmann, B. (2002): "Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsprüfungen", Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 67.
- Pohl, E. (1969): "Zerstörungsfreie Prüf- und Messmethoden für Beton", VEB Verlag für Bauwesen, Berlin.
- Polster, H.; Hofmann, D. (1998): "Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben: Bestimmung der Parameter und Bewertung der Charakteristika neuartiger faseroptischer Sensorelemente für Bauteile zur Erfassung dynamischer Bauteilreaktionen", Az.: Po 418/5-1, Institut für Erhaltung und Modernisierung von Bauwerken e. V. (IEMB), TU Berlin.
- Prager, R. (1974): "Die Messung von Spannungen in Böden und der Glötzlsche Geber zur Erfassung des Gesamtdrucks", "La mesure des contraintes dans les sois et la cellule Glötzl de pression totale", Dissertation der l'Université scientifique et médicale de Grenoble.
- Profos, P.; Pfeifer, T. (1992): "Handbuch der industriellen Messtechnik", 5. Auflage, R. Oldenbourg Verlag, München, Wien.
- Pregl O. (1998): "Handbuch der Geotechnik", Band 1, Institut für Geotechnik der Universität für Bodenkultur Wien, Eigenverlag.
- Raithel, M.; Linnemann, J.; Meißner; Quick (2003): "Planung und Ausführung einer Probebelastung und der Pfahlgründung des Tunnels Offenbau der Neubaustrecke Nürnberg - Ingolstadt", Pfahl-Symposium 2003, 21.-22. Februar, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 71, S. 289-309.
- Rausche, F.; Meseck, H. (1983): "Möglichkeiten und Grenzen dynamischer Pfahltestverfahren", DGEG Symposium Messtechnik im Erd- und Grundbau, München.

- Rausche, F.; Goble, G. G.; Likins, G. E. (1985): "Dynamic Determination of Pile Capacity", Journal of Geotechnical Engineering 111, ASCE, S. 367-383.
- Rausche, F. (2003): "Dynamische Pfahlprüfungen – Tragfähigkeit und Integrität, Wellenmechanik für Pfahldynamiker", Workshop, Februar 2003, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig.
- Richter, T.; Pekoll, O.-H. (2003): "Bebauung A+T Potsdamer Platz - Mantel- und Fußverpresste Bohrpfähle und Schlitzwandlamellen", Pfahl-Symposium 2003, 21.-22. Februar, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 71, S. 331- 350.
- Rodatz, W. (1993): "Überblick über Pfahlsysteme", Pfahl-Symposium, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 41.
- Rodatz, W. (1995): "Vorlesungsumdruck, Grundbau Bodenmechanik Unterirdisches Bauen", 9. Auflage, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig.
- Rodatz, W. (1996): "Pfahlintegrität", Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig.
- Rodatz, W. (2001): "Integritätsprüfung von Pfählen durch Messung und deren Auswertung", Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig.
- Roesler, S. R. (1977): "Korrelationsmesstechnik in der Baugrunderdynamik", Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 71.
- Rohrbach, Chr. (1958): "Dehnungsmeßstreifen mit metallischem Träger als schnell meßbares, feuchtigkeitsunempfindliches Meßelement für Dehnungsmessungen auf Beton", Bauingenieur 33, Heft 7.
- Rohrbach, Chr. (1960): "Dynamische Dehnungsmessungen an Beton mit Dehnungsmess-Streifen, insbesondere zur Ermittlung seiner mechanischen Eigenschaften bei schlagartiger Belastung", Schriftenreihe über zivilen Luftschutz, Heft 13, Verlag ziviler Luftschutz Dr. Ebeling K. G., Koblenz.
- Rohrbach, Chr. (1962): "Spannungs- und Dehnungsmessungen an Beton, insbesondere mit Widerstandsgebern", Teil I, Archiv für Technisches Messen 318, V 8246-6, R. Oldenbourg, München, S. 159-160.
- Rohrbach, Chr. (1962): "Spannungs- und Dehnungsmessungen an Beton, insbesondere mit Widerstandsgebern", Teil II, Archiv für Technisches Messen 319, V 8246-7, R. Oldenbourg, München, S. 183-186.
- Rohrbach, Chr.; Czaika, N. (1959): "Deutung des Mechanismus des DMS und seiner wichtigsten Eigenschaften anhand eines Modells", Materialprüfung 1, S. 121-131.
- Schallert, M.; Habel, W. R.; Göbel, I. R.; Stahlmann, J.; Wardinghus, P. (2008): "Dynamic and static testing of concrete foundation piles with structure-integrated fiber optic sensors", Proceedings of the 8th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Portugal.

- Schallert, M.; Krebber, K.; Hofmann, D.; Habel, W. R.; Stahlmann, J. (2004): "Auswahl geeigneter Fasersensorprinzipien für Anwendungen in der Geotechnik", Messen in der Geotechnik 2004, 09.-10. September, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 77, S. 309-328.
- Schallert, M. (2003): "Dynamische Pfahlprüfungen – Tragfähigkeit und Integrität, Anwendung dynamischer Pfahlprüfungen in Deutschland, Beispiele, Vergleiche unterschiedlicher Testverfahren", Workshop, Feb. 2003, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig.
- Schallert, M.; Fritsch, M. (2003): "Qualitätssicherung von Pfahlgründungen am Beispiel einer Schneckenbohrpfahlgründung", Pfahl-Symposium 2003, 20.-21. Februar, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 71, S. 207-228.
- Schau, D.; Waigel, A. (1997): "Korrelationsstudie der Probelbelastungen mit Hilfe der statischen und dynamischen Messmethode unter Berücksichtigung unterschiedlicher Analysemethoden und Parameter", Pfahl-Symposium 1997, 20.-21. Februar, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 53, S. 27-41.
- Schindler, F.-D. (2004): "Theoretische Untersuchungen zur statischen und dynamischen Analyse von Pfählen in Labor- und Feldversuchen durch Instrumentierung des Pfahlschaftes", Diplomarbeit (unveröffentlicht), Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig.
- Schmidt-Hattenberger, C.; Borm, G. (1998): "Bragg grating extensometer rods (BGX) for geotechnical strain measurements", Proceedings of SPIE, European Workshop on Optical Fibre Sensors, Vol. 3483, pp. 214-217, Peebles.
- Schmidt-Hattenberger, C.; Straub, T.; Naumann, M.; Borm, G.; Lauerer, R.; Beck, C.; Schwarz, W. (2003): "Displacement measurements by fiber bragg grating sensors for a pile during loading tests", Proceedings of SPIE's 10th Annual International Symposium on Smart Structures and Materials, San Diego, Vol. 5050.
- Shi, B.; Sui, H. B.; Liu, J.; Zang, D.; Zang, W.; Suo, W. B. (2005): "Applications of distributed fiber optic sensing technologies in geotechnical engineering monitoring", Proc. of the second International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure (SHMII-2'05), 16.-18. November 2005, Shenzhen/China, Taylor & Francis Group. Vol. 1, pp. 299-305.
- Slowik, V.; Schlattner, E.; Klink, T. (1999): "Faser-Bragg-Gitter-Sensoren zur langzeitigen Dehnungsmessung im Bauwesen", VDI-Berichte Nr. 1463, S. 305-310.
- Smith, E. A. L. (1960): "Pile driving analysis by the wave equation", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the ASCE, 86 (SM4).
- Stahlmann, J.; Kirsch, F.; Schallert, M.; Klingmüller, O.; Elmer, K.-H. (2004): "Pfahltests - modern dynamisch und/oder konservativ statisch", Bauen in Boden und Fels, TA Esslingen.
- Starke, W. F.; Janes, M. C. (1988): "Accuracy and Reliability of Low Strain Integrity Testing", Proceedings of the third international conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada.
- Strobel, O. (2002): "Lichtwellenleiter- Übertragungs- und Sensortechnik", 2. Auflage, VDE Verlag GmbH, Berlin und Offenbach.

- Studer, J. A.; Koller, M. G. (1997): "Bodendynamik – Grundlagen, Kennziffern, Probleme", 2. Auflage, Springer Verlag.
- Tegtmeier, F. L. (2005): "Mehrkomponenten-Dehnungsaufnehmer für das Monitoring von Bauwerken", Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, Technische Universität Braunschweig.
- Tennyson, R. C.; Mufti, A. A.; Rizkalla, S.; Tadros, G.; Benmokrane, B. (2001): "Structural health monitoring of innovative bridges in Canada with fiber optic sensors", *Smart Materials and Structures* 10, pp. 560-573.
- Thorburn, S.; Thorburn, J. Q. (1977): "Review of problems associated with the construction of cast-in-place concrete piles", Doe and Ciria Piling Development Group, Report PG2, London.
- Tien, N. T. (1987): "Dynamic and static behaviour of driven piles", Dissertation, Chalmers University of Technology, Department of Geotechnical Engineering, Göteborg, Schweden.
- Timoshenko, S. P.; Goodier, J. N. (1934): "Theory of Elasticity", McGraw-Hill Book Company, Kogagasha, Tokyo.
- Trutzel, M. (2001): "Dehnungsermittlung mit faseroptischen Bragg-Gitter-Sensoren, Grundlagen, Eigenschaften und Anwendungen", Dissertation, Fakultät IV Elektrotechnik und Informatik, Technische Universität Berlin.
- Trutzel, M.; Betz, D.; Holz, M.; Staudiegel, L.; Krumpholz, O.; Siegling, H.-F.; Sangkohl, R.; Martin, W.; Muehlmann H.-C.; Müllert, T.; Ahrendt, H. (1999): "Strukturdiagnostik mit faseroptischen Bragg-Gitter-Sensoren", *VDI Berichte* 1463, S. 463-468.
- Udd, E. (1991): "Fiber Optic Sensors - An Introduction for Engineers and Scientists", John Wiley & Sons.
- Ulrich, G.; Stocker, M. (1983): "Integritätsuntersuchungen an präparierten Betonpfählen", DGE Symposium Messtechnik im Erd- und Grundbau, München.
- Van Foeken, R. J.; Middendorp, P. (1997): "Von vergangenen zu jüngsten Fortschritten bei Integritätsprüfungen durch die TNO", *Pfahl-Symposium 1997*, 20.-21. Februar, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 53, S. 107-119.
- Voet, M.R-H; Glözl, F. (1996): "Glasfasersensorik und Ergebnisse innovativer Tätigkeiten in der Geotechnik", *Messen in der Geotechnik* 96, 22.-23. Februar, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 50, S. 211-231.
- Walz, B. (1982): "Bodenmechanische Modelltechnik als Mittel zur Bemessung von Grundbauwerken", Bericht Nr. 2 der Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bergische Universität-GH Wuppertal, S.45-90.
- Walz, B. (2006): "Möglichkeiten und Grenzen bodenmechanischer 1g-Modellversuche", *Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik*, Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Stavros A. Savidis, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, S. 63-78.
- Weißborn, C. (2001): "Kalibrierung von Beschleunigungsaufnehmern bei mehrachsiger Anregung", Dissertation, Fakultät für Maschinenbau und Elektrotechnik, TU Braunschweig.

Witzel, M. (2004): "Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden", Dissertation, Universität Kassel, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 15.

Wrobel, C. (1994): "Optische Übertragungstechnik in industrieller Praxis", Hüttig-Verlag Heidelberg.

Young, M. (1997): "Optik, Laser, Wellenleiter", Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

Yuan, L.; Zhou, L. (1998): "Sensitivity coefficient evaluation of an embedded fiber-optic strain sensor", Sensor and Actuators A69.

ZfPBau-Kompendium (2004): [http://www.bam.de/microsites/zfp\\_kompendium/welcome.html](http://www.bam.de/microsites/zfp_kompendium/welcome.html).

Zukas, J. A.; Nicholas, Th.; Swift, H. F.; Greszczuk, L. B.; Curran, D. R. (1982): "Impact Dynamics", John Wiley & Sons.

## Anhang

### A1 Ableitung des statischen Pfahlwiderstands aus dynamischen Messungen nach der direkten Methode (CASE-Verfahren) für den 1-D Fall

Die folgenden mathematischen Formulierungen basieren auf den in Kap. 2.3 aufgezählten Annahmen für die eindimensionale Wellenausbreitung im Pfahl und sind im Wesentlichen unter Berücksichtigung der in dieser Arbeit verwendeten Abkürzungen aus TIMOSHENKO ET AL. (1934), BALTHAUS (1986), BALTHAUS ET AL. (1991) und RAUSCHE (2003) entnommen. Kräfte, Spannungen und Verformungen werden nur in Längsrichtung betrachtet. E-Modul und Querschnittsfläche des Pfahls sind über die Länge konstant. Das aus der Theorie der 1-D Wellenausbreitung abgeleitete CASE-Verfahren zur Abschätzung der Tragfähigkeit wurde in RAUSCHE ET AL. (1985) vorgestellt und diskutiert. Das Verfahren beruht auf der im Folgenden dargelegten Trennung der Kraft im betrachteten Pfahlquerschnitt in dessen Anteile in den abwärts und aufwärts laufenden Wellenanteilen.

#### A1.1 Wellen- und Teilchengeschwindigkeit

Wird ein Pfahl, idealisiert als Stab, stoßartig mit der Kraft  $F = F(t)$  während der Zeit  $dt$  belastet, erfährt zunächst das angrenzende Pfahlelement der Länge  $dL$  eine Beanspruchung, während sich die übrigen Pfahlelemente noch in Ruhe befinden (Bild 2.7). Diese Beanspruchung wird auf benachbarte Pfahlelemente übertragen. Es entsteht eine Wellenausbreitung in Pfahllängsrichtung (Kap. 2.3). Das Verhältnis

$$c = \frac{dL}{dt} \quad (A1.1)$$

ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen. Innerhalb des beanspruchten Pfahlelements wird ein Punkt A um einen Weg  $u$  in Längsrichtung verschoben. Die Geschwindigkeit des betrachteten Punkts A (Teilchen) ist gegeben durch die Verschiebung  $u$  und die Zeit  $dt$ , in der die Verschiebung auftritt

$$v = \frac{u}{dt} \quad (A1.2)$$

Die Verschiebung  $u$  berechnet sich unter Annahme linear elastischen Materialverhaltens ( $\varepsilon = \frac{u}{dL} = \frac{\sigma}{E} = \frac{F}{E \cdot A}$ ) aus der eingeleiteten Kraft, der Querschnittsfläche und dem E-Modul zu

$$u = F \cdot \frac{dL}{E \cdot A} = \frac{\sigma \cdot dL}{E} \quad (A1.3)$$

Einsetzen von Gl. (A1.1) und Gl. (A1.3) in Gl. (A1.2) liefert den Zusammenhang zwischen Teilchengeschwindigkeit  $v$ , Wellengeschwindigkeit  $c$ , Kraft  $F$ , Spannung  $\sigma$  und Dehnung  $\varepsilon$  im Pfahl am Ort des Wellendurchlaufs

$$v = F \cdot \frac{dL}{E \cdot A \cdot dt} = \frac{F \cdot c}{E \cdot A} = \frac{\sigma \cdot c}{E} = \varepsilon \cdot c \quad (A1.4)$$

Für die Verschiebung  $u$  folgt

$$u = \frac{F \cdot c}{E \cdot A} \cdot dt = \frac{\sigma \cdot c}{E} \cdot dt = \varepsilon \cdot c \cdot dt \quad (A1.5)$$

Für die Kraft, Spannung und Dehnung in Abhängigkeit von  $c$  und  $v$  ergibt sich

$$F = v \frac{E \cdot A}{c}, \quad \sigma = v \frac{E}{c}, \quad \varepsilon = \frac{v}{c}. \quad (\text{A1.6})$$

Der Proportionalitätsfaktor zwischen Kraft und Teilchengeschwindigkeit wird als Impedanz  $Z$  bezeichnet

$$Z = \frac{E \cdot A}{c}. \quad (\text{A1.7})$$

Diese Proportionalität gilt für eine Welle, die sich in eine Richtung ohne Berücksichtigung weiterer Effekte (Reflexionen und Wellenüberlagerungen) ausbreitet.

Für die Beschleunigung eines Teilchens folgt mit Gl. (A1.4)

$$a = \frac{v}{dt} = \frac{F \cdot c}{E \cdot A \cdot dt}. \quad (\text{A1.8})$$

Mit dem zweiten Newtonschen Grundgesetz ( $F = m \cdot a$ ) und  $m = dL \cdot A \cdot \rho$ , worin  $m$  die Masse,  $A$  die Querschnittsfläche und  $\rho$  die Dichte sind, folgt aus Gl. (A1.8)

$$F = dL \cdot A \cdot \rho \cdot \frac{F \cdot c}{E \cdot A \cdot dt}. \quad (\text{A1.9})$$

Mit Gl. (A1.1) und Gl. (A1.9) folgt die Wellengeschwindigkeit  $c$  in Abhängigkeit der Materialeigenschaften

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}. \quad (\text{A1.10})$$

Eingesetzt in Gl. (A1.7) folgt für die Impedanz  $Z$

$$Z = A \cdot \sqrt{E \cdot \rho} \quad (\text{A1.11})$$

## A1.2 Wellenanteile im Pfahl

Mit Gl. (A1.6) und Gl. (A1.7) folgt für eine den Pfahl abwärts laufende Druckwelle, die z. B. durch einen Aufprall eines Fallgewichts erzeugt wurde

$$F_{\downarrow} = Z \cdot v_{\downarrow}. \quad (\text{A1.12})$$

Betrachtet man einen theoretisch frei gelagerten Pfahlfuß, ist bei Eintreffen der Welle nach der Zeit  $t = l/c$  ( $l$  = Pfahllänge) am Pfahlfuß aus Gleichgewichtsgründen die Kraft gleich Null. Es tritt eine vollständige Reflexion der Druck- als Zugwelle auf (Bild 2.8). Die Kraft in der zum Pfahlkopf aufwärts laufenden Zugwelle ist

$$F_{\uparrow} = -F_{\downarrow} = -Z \cdot v_{\uparrow}. \quad (\text{A1.13})$$

Die Zugwelle verursacht, wie die eingeleitete Druckwelle, eine abwärts gerichtete Teilchenbewegung  $u$ , woraus die doppelte Teilchengeschwindigkeit am freien Ende resultiert. Die Teilchenbewegung der Zugwelle weist die entgegengesetzte Richtung zur Wellenausbreitung auf. Daraus folgen die in Bild 2.8 gegebenen Vorzeichen für Spannung und Geschwindigkeiten in den jeweiligen Wellenanteilen. Die Wellenausbreitung in Richtung Pfahlkopf weist demnach ein negatives Vorzeichen und in Richtung Pfahlfuß ein positives Vorzeichen auf.

Bei der dynamischen Pfahlprüfung nach dem High-Strain-Verfahren wird an einem Messquerschnitt in Pfahlkopfnähe zu jedem Zeitpunkt die Summe der Dehnungen und Teilchengeschwindigkeiten in den abwärts und aufwärts laufenden Wellenanteilen gemessen. Aus dem

gemessenen Dehnungsverlauf wird mit der Querschnittsfläche und dem E-Modul am Messquerschnitt der Kraftverlauf berechnet. Für die Kraft- und Geschwindigkeitsverläufe gilt

$$F_{\text{gesamt}} = F_{\downarrow} + F_{\uparrow}, \quad (\text{A1.14})$$

$$v_{\text{gesamt}} = v_{\downarrow} + v_{\uparrow}. \quad (\text{A1.15})$$

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit werden Kraft- und Geschwindigkeitsverlauf in den einzelnen Wellenanteilen betrachtet, die sich aus Gl. (A1.14) und Gl. (A1.15) ergeben. Gl. (A1.15) wird mit der Materialkonstante  $Z$  multipliziert, woraus sich die Einheit der Kraft ergibt

$$Zv_{\text{gesamt}} = Zv_{\downarrow} + Zv_{\uparrow}. \quad (\text{A1.16})$$

Durch Umstellung von Gl. (A1.14) erhält man

$$F_{\downarrow} = F_{\text{gesamt}} - F_{\uparrow} \quad (\text{A1.17})$$

$$F_{\uparrow} = F_{\text{gesamt}} - F_{\downarrow} \quad (\text{A1.18})$$

Einsetzen von Gl. (A1.12) und Gl. (A1.13) in Gl. (A1.16) liefert

$$Zv_{\text{gesamt}} = F_{\downarrow} - F_{\uparrow} \quad (\text{A1.19})$$

Durch Umstellung von Gl. (A1.19) erhält man

$$F_{\downarrow} = Zv_{\text{gesamt}} + F_{\uparrow} \quad (\text{A1.20})$$

$$F_{\uparrow} = -Zv_{\text{gesamt}} + F_{\downarrow} \quad (\text{A1.21})$$

Gleichsetzen von Gl. (A1.17) und Gl. (A1.20) ergibt

$$\begin{aligned} F_{\text{gesamt}} - F_{\uparrow} &= Zv_{\text{gesamt}} + F_{\uparrow} \\ -2 \cdot F_{\uparrow} &= Zv_{\text{gesamt}} - F_{\text{gesamt}} \\ F_{\uparrow} &= \frac{1}{2} (F_{\text{gesamt}} - Zv_{\text{gesamt}}). \end{aligned} \quad (\text{A1.22})$$

Gleichsetzen von Gl. (A1.18) und Gl. (A1.21) ergibt

$$\begin{aligned} F_{\text{gesamt}} - F_{\downarrow} &= -Zv_{\text{gesamt}} + F_{\downarrow} \\ -2 \cdot F_{\downarrow} &= -Zv_{\text{gesamt}} - F_{\text{gesamt}} \\ F_{\downarrow} &= \frac{1}{2} (F_{\text{gesamt}} + Zv_{\text{gesamt}}). \end{aligned} \quad (\text{A1.23})$$

Mit Gl. (A1.22) und Gl. (A1.23) sind unter Berücksichtigung der getroffenen Annahmen die Kräfte in den ab- und aufwärts laufenden Wellen anhand der gemessenen Größen gegeben.

### A1.3 Widerstandskräfte

Die Wellenausbreitung in einem im Boden eingebundenen Pfahl wird maßgeblich von der Interaktion mit dem Boden beeinflusst. Bei der dynamischen Belastung treten sowohl Verschiebungen als auch die in Kap. 2.3.3 beschriebenen Dämpfungsarten auf, die Einfluss auf gemessenen Größen nehmen. Durch die Wirkung des Bodens entstehen Reflexionen, aus denen das Widerstandsverhalten des Pfahls im Boden für den betrachteten Zustand abgeleitet wird. Der am Messquerschnitt registrierte Gesamtwiderstand besteht aus einem verschiebungsabhängigen statischen und einem geschwindigkeitsabhängigen dynamischen Anteil

$$R_{\text{gesamt}} = R_{\text{stat}} + R_{\text{dyn}}. \quad (\text{A 1.24})$$



Betrachtet man eine am Pfahlmantel wirkende Widerstandskraft  $R = R_s$  als Einzelkraft am Ort  $x$ , folgt für das Kräftegleichgewicht nach Gl. (A.1.14) am Angriffspunkt

$$0 = F_{\text{gesamt}(1)} - F_{\text{gesamt}(2)} - R_s = F_{\downarrow(1)} + F_{\uparrow(1)} - F_{\downarrow(2)} - F_{\uparrow(2)} - R_s, \quad (\text{A } 1.25)$$

wobei die Kräfte oberhalb von  $x$  mit (1) und unterhalb von  $x$  mit (2) bezeichnet sind. Aus Gl. (A1.20) folgt

$$F_{\downarrow(1)} = Zv_{\text{gesamt}} + F_{\uparrow(1)}, \quad (\text{A } 1.26)$$

$$F_{\downarrow(2)} = Zv_{\text{gesamt}} + F_{\uparrow(2)}. \quad (\text{A } 1.27)$$

Einsetzen von Gl. (A1.26) und Gl. (A1.27) in Gl. (A1.25) ergibt die Kraft im reflektierten aufwärts laufenden Wellenanteil zu

$$F_{\uparrow(1)} = F_{\uparrow(2)} + \frac{R_s}{2}. \quad (\text{A } 1.28)$$

Einsetzen von Gl. (A1.28) in Gl. (A1.25) ergibt den resultierenden, um  $\frac{1}{2} \cdot R_s$  reduzierten Kraftanteil in der abwärts laufenden Welle

$$F_{\downarrow(2)} = F_{\downarrow(1)} - \frac{R_s}{2}. \quad (\text{A } 1.29)$$

Für den Fall, dass durch  $R_s$  erstmalig nach der Impulseinleitung eine Reflexion entsteht, wird diese nach der Zeit  $t = 2x/c$  am Messquerschnitt mit der Größe  $\frac{1}{2} \cdot R_s$  registriert.

Der Widerstand am Pfahlfuß  $R = R_b$  folgt aus dem Kräftegleichgewicht bei  $x = l$

$$R_b = F_{\downarrow, b} + F_{\uparrow, b}. \quad (\text{A } 1.30)$$

Die Kraft in der abwärts laufenden Welle am Pfahlfuß  $F_{\downarrow, b}$  zum Zeitpunkt  $t$  folgt aus der am Messquerschnitt zum Zeitpunkt  $t-l/c$  ( $l$  = Pfahllänge ab Messquerschnitt) registrierten Kraft der abwärts laufenden Welle, reduziert um  $\frac{1}{2} \cdot R_s$

$$F_{\downarrow, b} = F_{\downarrow, t-l/c} - \frac{R_s}{2}. \quad (\text{A } 1.31)$$

Die Kraft im aufwärts laufenden Wellenanteil wird am Messquerschnitt als Summe aus  $\frac{1}{2} \cdot R_s$  und  $F_{\uparrow, b}$  um  $\Delta t = l/c$  später registriert. Daraus folgt für  $F_{\uparrow, b}$

$$F_{\uparrow, b} = F_{\uparrow, t+l/c} - \frac{R_s}{2}. \quad (\text{A } 1.32)$$

Mit Gl. (A1.30), Gl. (A1.31) und Gl. (A1.32) ergibt sich

$$R_{\text{gesamt}} = R_b + R_s = F_{\downarrow, t-l/c} + F_{\uparrow, t+l/c}. \quad (\text{A } 1.33)$$

Mit Gl. (A1.21) und Gl. (A1.22) sowie  $t_1 = t-l/c$  und  $t_2 = t_1+2 \cdot l/c$  folgt der am Messquerschnitt feststellbare Gesamt Widerstand zu

$$R_{\text{gesamt}} = R_b + R_s = \frac{1}{2} (F_{\text{gesamt}, t_1} + Zv_{\text{gesamt}, t_1}) + \frac{1}{2} (F_{\text{gesamt}, t_2} - Zv_{\text{gesamt}, t_2}). \quad (\text{A } 1.34)$$

Nach dem CASE-Verfahren wird der dynamische Anteil am Gesamt Widerstand proportional der Teilchengeschwindigkeit am Pfahlfuß  $v_b$  berechnet, da angenommen wird, dass der Einfluss der Bodendämpfung dort am größten ist. Dieser dynamische Anteil wird vom Gesamt Widerstand subtrahiert (Gl. A1.24), um die statische Tragfähigkeit zu ermitteln. Unter Verwendung eines empirischen dimensionslosen CASE-Dämpfungsfaktors  $J_c$  folgt für den dynamischen Anteil

$$R_{\text{dyn}} = J_c \cdot Z \cdot v_b. \quad (\text{A1.35})$$

Nach Rausche et al. (1985) lässt sich die Teilchengeschwindigkeit am Pfahlfuß unter Berücksichtigung des Pfahlmantelwiderstands aus den Messwertverläufen am Pfahlkopf berechnen zu

$$v_{b, t_2} = v_{\text{gesamt}, t_1} + \frac{1}{Z} (F_{\text{gesamt}, t_1} - R_{\text{gesamt}}) \cdot \quad (\text{A1.36})$$

Daraus folgt für den dynamischen Widerstand

$$R_{\text{dyn}} = J_c \cdot Z \cdot \left[ v_{\text{gesamt}, t_1} + \frac{1}{Z} (F_{\text{gesamt}, t_1} - R_{\text{gesamt}}) \right] = J_c \cdot (Z v_{\text{gesamt}, t_1} + F_{\text{gesamt}, t_1} - R_{\text{gesamt}}) \cdot \quad (\text{A1.37})$$

Für den statischen Widerstand nach dem CASE-Verfahren ergibt sich

$$R_{\text{stat}} = R_{\text{gesamt}} - R_{\text{dyn}} = R_{\text{gesamt}} - J_c \cdot (Z v_{\text{gesamt}, t_1} + F_{\text{gesamt}, t_1} - R_{\text{gesamt}}) \cdot \quad (\text{A1.38})$$

Einsetzen von Gl. (A1.34) in Gl. (A1.38) ergibt die bekannte Formel des CASE-Verfahrens

$$R_{\text{stat}} = \frac{(1 - J_c)}{2} \cdot (F_{\text{gesamt}, t_1} + Z v_{\text{gesamt}, t_1}) + \frac{(1 + J_c)}{2} \cdot (F_{\text{gesamt}, t_2} - Z v_{\text{gesamt}, t_2}) \cdot \quad (\text{A1.39})$$

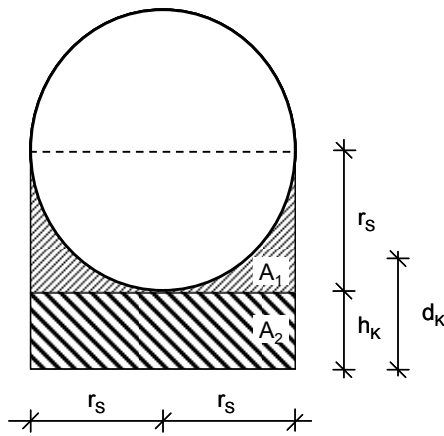
Der berechnete statische Widerstand ist abhängig von der Wahl des Zeitpunkts  $t_1$ . Als maßgebend wird der Maximalwert von  $R_{\text{stat}}$  im Messzeitraum betrachtet.

Diese direkte Methode ist eine Abschätzung der Tragfähigkeit eines Einzelpfahls bei dynamischer Belastung. Voraussetzung des Verfahrens ist eine ausreichend große Verschiebung des Pfahls, so dass alle angreifenden Widerstände einen Grenzzustand erreichen. Des Weiteren kann die Tragfähigkeit nur für Pfähle mit konstanter Impedanz, d. h. ohne Berücksichtigung von Material und Querschnittsänderungen, abgeschätzt werden. Genauere Ergebnisse liefert die für variable Pfahleigenschaften anwendbare Modellbildung nach dem CAPWAP-Verfahren (Kap. 2.5.3).

## A2 Dehnungsübertragung auf oberflächenapplizierte faseroptische Sensoren

In Kap. 4.2 ist das in dieser Arbeit verwendete idealisierte Modell zur Dehnungsübertragung von einem Sensorträger über eine Klebstoffschicht auf einen oberflächenapplizierten EFPI-Sensor beschrieben (Bild 4.3). Im Folgenden sind die sich daraus ergebenden Spannungs-Dehnungsbeziehungen formuliert.

Der zylindrische Sensor ist auf der ebenen Oberfläche des Sensorträgers so geklebt, dass der halbe Umfang mit Klebstoff umgeben ist. Zur Beschreibung der Dicke der Klebung wird eine effektive Schichtdicke  $d_K$  eingeführt (Gl. 4.4). Diese ergibt sich aus der im Modell angenommen Geometrie (Bild A2.1) unter Berücksichtigung der Dicke des Klebstoffs unterhalb des Sensors  $h_K$ .



$$A_1 = (2 \cdot r_s^2) - \left( \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot r_s^2 \right)$$

$$A_2 = (2 \cdot r_s \cdot h_K)$$

Fläche des Klebstoffs:  $A_K = A_1 + A_2$

$$A_K = r_s^2 \left( 2 - \frac{\pi}{2} \right) + 2 \cdot r_s \cdot h_K$$

Einführung der effektive Klebstoffschichtdicke  $d_K$  für ein flächengleiches Rechteck mit  $A_K$

$$A_K = 2 \cdot r_s \cdot d_K = r_s^2 \left( 2 - \frac{\pi}{2} \right) + 2 \cdot r_s \cdot h_K$$

$$\Rightarrow d_K = \frac{r_s}{2} \left( 2 - \frac{\pi}{2} \right) + h_K = r_s - \frac{\pi \cdot r_s}{4} + h_K$$

$$\Rightarrow d_K = r_s \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) + h_K$$

Bild A2.1: Effektive Schichtdicke des Klebstoffs.

Der Sensorträger wird nur in Richtung der Sensorlängsachse belastet. Die Normalspannungsverteilung im Sensorträger ist über dessen Querschnitt und Länge unveränderlich. Die Übertragung erfolgt über Schubspannungen an den Grenzflächen Sensorträger zum Klebstoff  $\tau_{T,K}$  und Klebstoff zum Sensor  $\tau_{K,S}$ .

Es wird angenommen, dass die Verschiebung des Sensorträgers  $\Delta l_T$  gleich der Summe der Verschiebungen des Klebstoffs  $\Delta l_K$  und des Sensors  $\Delta l_S$  in x-Richtung ist

$$\Delta l_T(x) = \Delta l_K(x) + \Delta l_S(x). \quad (A2.1)$$

Die Verschiebung des Sensorträgers ergibt sich aus der vorgegebenen Dehnung  $\varepsilon_T$  für linear-elastisches Materialverhalten und zu

$$\Delta l_T(x) = \int_0^x \varepsilon_T(x) dx = \int_0^x \frac{\sigma_T(x)}{E_T} dx = \frac{\sigma_T}{E_T} \cdot x. \quad (A2.2)$$

Die Verschiebung der Klebstoffschicht erhält man durch Formulierung des Gleichgewichts der an den Grenzflächen angreifenden Schubkräfte. Für kleine Klebstoffschichtdicken  $h_K$  geht der Normalspannungsanteil gegen Null und wird deshalb vernachlässigt. Die Schubkräfte  $T_{T,K}$  an der Grenzfläche Sensorträger/Klebstoff und  $T_{K,S}$  an der Grenzfläche Klebstoff/Sensor ergeben sich aus den Schubspannungen auf den jeweiligen Grenzflächen zu

$$T_{T,K}(x) = 2r_s \cdot \int_0^x \tau_{T,K}(x) dx, \quad (A2.3)$$

$$T_{K,S}(x) = \pi r_s \cdot \int_0^x \tau_{K,S}(x) dx. \quad (A2.4)$$

Für die Schubkräfte an beiden Grenzflächen wird näherungsweise Gleichheit angenommen ( $T_{T,K} = T_{K,S} = T$ ). Die Differentiation beider Gleichungen führt damit zu

$$\frac{\partial T(x)}{\partial x} = 2r_s \cdot \tau_{T,K}(x) \quad (\text{für die Grenzfläche Sensorträger/Klebstoff}), \quad (A2.5)$$

$$\frac{\partial T(x)}{\partial x} = \pi r_s \cdot \tau_{K,S}(x) \quad (\text{für die Grenzfläche Klebstoff/Sensor}). \quad (A2.6)$$

Daraus folgt

$$2r_s \cdot \tau_{T,K}(x) = \pi r_s \cdot \tau_{K,S}(x). \quad (A2.7)$$

Durch Umformulierung erhält man

$$\tau_{T,K}(x) = \frac{\pi}{2} \cdot \tau_{K,S}(x). \quad (A2.8)$$

Für einen beliebigen Punkt im Klebstoff wird die Schubspannung  $\tau_{T,K}(x)$  durch  $\tau_K(x, z)$  ersetzt. Mit dem Schubmodul  $G_K$ , der Gleitung  $\gamma_K$  des Klebstoffs

$$G_K = \frac{E_K}{2(1 + \nu_K)}, \quad \gamma_K = \frac{\tau_K(x, z)}{G_K} \quad (A2.9)$$

und der Annahme, dass für kleine Verformungen näherungsweise  $\gamma_K = dx/dz = \Delta l_K(x)/d_K$  gilt, kann für (A2.8) geschrieben werden

$$\tau_K(x, z) = G_K \cdot \gamma_K = G_K \cdot \frac{\Delta l_K(x)}{d_K} = \frac{\pi}{2} \cdot \tau_{K,S}(x). \quad (A2.10)$$

Weitere Umformung ergibt die Verschiebung der Klebstoffschicht

$$\Delta l_K(x) = \frac{\pi \cdot d_K}{2 \cdot G_K} \cdot \tau_{K,S}(x). \quad (A2.11)$$

Im nächsten Schritt wird die Verschiebung des Sensors  $\Delta l_S(x)$  bestimmt. Aufgrund der Symmetrie des Modells in x-Richtung wird angenommen, dass das Verhältnis aus Normalspannung und Steifigkeit an der Stelle  $x = 0$  für Sensorträger und Sensor gleich ist

$$\frac{\sigma_S}{E_S} = \frac{\sigma_T}{E_T} \quad \Rightarrow \quad \sigma_S = \frac{\sigma_T}{E_T} \cdot E_S \quad (A2.12)$$

und im Kräftegleichgewicht am Sensor für diese Stelle als bekannte Größe angesetzt werden kann.

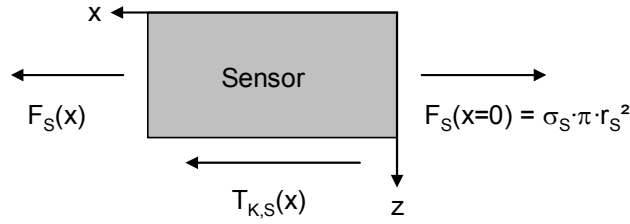


Bild A2.2: Kräftegleichgewicht am Sensor.

Das Gleichgewicht am Sensor folgt damit zu

$$F_S(x) = \pi r_S^2 \sigma_S - \pi r_S \int_0^x \tau_{K,S}(x) dx. \quad (A2.13)$$

Für den Sensor wird ebenfalls linear-elastisches Materialverhalten vorausgesetzt, sodass sich die Verschiebung in Abhängigkeit der in x-Richtung veränderlichen Normalkraft ergibt zu

$$\Delta l_S(x) = \int_0^x \varepsilon_S(x) dx = \frac{1}{\pi r_S^2 E_S} \int_0^x F_S(x) dx. \quad (A2.14)$$

Mit (A2.13) und (A2.14) folgt für die Verschiebung des Sensors

$$\Delta l_S(x) = \frac{1}{\pi r_S^2 E_S} \cdot \int_0^x \left[ \pi r_S^2 \sigma_S - \pi r_S \int_0^x \tau_{K,S}(x) dx \right] dx. \quad (A2.15)$$

Einsetzen der Verschiebungen des Sensorträgers (A2.2), des Klebstoffs (A2.11) und des Sensors (A2.14) bzw. (A2.15) in die Ausgangsbedingung (A2.1) ergibt

$$\Delta l_T(x) = \Delta l_K(x) + \Delta l_S(x) \Rightarrow$$

$$\frac{\sigma_T}{E_T} \cdot x = \frac{\pi \cdot d_k}{2 \cdot G_k} \cdot \tau_{K,S}(x) + \frac{1}{\pi r_S^2 E_S} \cdot \int_0^x F_S(x) dx \text{ bzw.} \quad (A2.16a)$$

$$\frac{\sigma_T}{E_T} \cdot x = \frac{\pi \cdot d_k}{2 \cdot G_k} \cdot \tau_{K,S}(x) + \frac{1}{\pi r_S^2 E_S} \cdot \int_0^x \left[ \pi r_S^2 \sigma_S - \pi r_S \int_0^x \tau_{K,S}(x) dx \right] dx \quad (A2.16b)$$

Durch Differentiation von (A2.16b) bezüglich x folgt

$$\frac{\sigma_T}{E_T} = \frac{\pi \cdot d_k}{2 \cdot G_k} \cdot \frac{\partial \tau_{K,S}(x)}{\partial x} + \frac{\sigma_S}{E_S} - \frac{1}{r_S E_S} \cdot \int_0^x \tau_{K,S}(x) dx. \quad (A2.17)$$

Weitere Differentiation bezüglich x ergibt die Differentialgleichung (4.2) analog zu den existierenden Modellen nach YUAN ET AL. (1998) und ANSARI ET AL. (1998)

$$0 = \frac{\pi \cdot d_k}{2 \cdot G_k} \cdot \frac{\partial^2 \tau_{K,S}(x)}{\partial x^2} + 0 - \frac{1}{r_S E_S} \cdot \tau_{K,S}(x),$$

$$0 = \frac{\partial^2 \tau_{K,S}(x)}{\partial x^2} - \frac{2 \cdot G_k}{r_S E_S \pi \cdot d_k} \cdot \tau_{K,S}(x),$$

$$0 = \frac{\partial^2 \tau_{k,s}(x)}{\partial x^2} - k^2 \cdot \tau_{k,s}(x), \quad (\text{A2.18})$$

mit dem auf die geometrischen Randbedingungen dieses Modells angepassten Koeffizienten  $k^2$

$$k^2 = \frac{2 \cdot G_k}{r_s E_s \pi \cdot d_k}, \quad (\text{A2.19a})$$

$$k^2 = \frac{2}{r_s E_s \pi \cdot d_k} \cdot \frac{E_k}{2(1 + \nu_k)} = \frac{E_k}{E_s} \cdot \frac{1}{r_s \pi \cdot d_k (1 + \nu_k)}. \quad (\text{A2.19b})$$

Die Lösung der Differentialgleichung (A2.18) kann durch den Exponentialansatz

$$\tau_{k,s}(x) = e^{\alpha x}, \quad \text{mit} \quad \alpha^2 - k^2 = 0, \quad \alpha_1 = -\sqrt{k^2}, \alpha_2 = +\sqrt{k^2},$$

erhalten werden zu

$$\tau_{k,s}(r_s, x) = c_1 \cdot e^{kx} + c_2 \cdot e^{-kx}. \quad (\text{A2.20})$$

Die Umformung mit Hyperbelfunktionen

$$\sinh(x) = \frac{1}{2}(e^x - e^{-x}), \cosh(x) = \frac{1}{2}(e^x + e^{-x}), \quad \text{mit} \quad e^x = \sinh(x) + \cosh(x),$$

ergibt mit  $C_1 = c_1 - c_2$  und  $C_2 = c_1 + c_2$  die allgemeine Lösung der DGL

$$\tau_{k,s}(x) = C_1 \cdot \sinh(kx) + C_2 \cdot \cosh(kx) \text{ bzw.} \quad (\text{A2.21a})$$

$$\frac{\partial \tau_{k,s}(x)}{\partial x} = C_1 \cdot k \cdot \cosh(kx) + C_2 \cdot k \cdot \sinh(kx). \quad (\text{A2.21b})$$

Die Bestimmung der Integrationskonstanten erfolgt durch die Formulierung der Randbedingungen für die Normalkraft im Sensor an den Stellen  $x = 0$  (Sensormitte) und  $x = l$  (Anfang und Ende des Sensors)

$$F_s(x=0) = \pi r_s^2 \sigma_s, \quad (\text{A2.22a})$$

$$F_s(x=l) = 0. \quad (\text{A2.22b})$$

Die Einführung der Randbedingungen erfolgt nach Differentiation von Gleichung (A2.16a) zu

$$\frac{\sigma_T}{E_T} = \frac{\pi \cdot d_k}{2 \cdot G_k} \cdot \frac{\partial \tau_{k,s}(x)}{\partial x} + \frac{F_s(x)}{\pi r_s^2 E_s}. \quad (\text{A2.23})$$

Einsetzen der Randbedingung (A2.22a) für  $x = 0$  und der allgemeinen Lösung (A2.21b) in (A2.23) liefert

$$\frac{\sigma_T}{E_T} = \frac{\pi \cdot d_k}{2 \cdot G_k} \cdot [C_1 k \cosh(kx) + C_2 k \sinh(kx)] + \frac{\sigma_s}{E_s}. \quad (\text{A2.24})$$

Mit der bereits getroffenen Annahme (A2.12) für  $x = 0$  folgt für  $C_1$

$$0 = \frac{\pi \cdot d_k}{2 \cdot G_k} \cdot C_1 \cdot k,$$

$$C_1 = 0. \quad (\text{A2.25})$$

Einsetzen der Randbedingung (A2.22b) für  $x = l$  und der allgemeinen Lösung (A2.21b) in (A2.23) liefert

$$\frac{\sigma_T}{E_T} = \frac{\pi \cdot d_k}{2 \cdot G_k} \cdot [C_1 k \cosh(kx) + C_2 k \sinh(kx)] . \quad (A2.26)$$

Einsetzen von (A2.25) und (A2.19a) liefert nach Umstellen die zweite Integrationskonstante  $C_2$

$$C_2 = \frac{\sigma_T}{E_T} \cdot \frac{2 \cdot G_k}{\pi \cdot d_k} \cdot \frac{1}{k \cdot \sinh(kl)} = \frac{\sigma_T}{E_T} \cdot k \cdot E_S \cdot r_S \cdot \frac{1}{\sinh(kl)} . \quad (A2.27)$$

Mit der allgemeinen Lösung der DGL (A2.21a) folgt nach Einsetzen der Integrationskonstanten die Schubspannungsverteilung an der Grenzfläche Klebstoff/Sensor entlang der Sensorachse

$$\tau_{k,s}(x) = \frac{\sigma_T}{E_T} \cdot k \cdot E_S \cdot r_S \cdot \frac{\cosh(kx)}{\sinh(kl)} . \quad (A2.28)$$

Ausgehend vom Kräftegleichgewicht am Sensor (A2.13) und linear-elastischem Verhalten für das Sensormaterial

$$\sigma_S(x) = \frac{F_S(x)}{\pi r_S^2} ,$$

folgt für die Verteilung der Normalspannung im Sensor

$$\sigma_S(x) = \sigma_S - \frac{1}{r_S} \int_0^x \tau_{k,s}(x) dx . \quad (A2.29)$$

$\sigma_S$  ist darin die Normalspannung an der Stelle  $x = 0$ . Einsetzen von (A2.12) und (A2.28) in (A2.29) ergibt die Normalspannungsverteilung

$$\sigma_S(x) = \sigma_T \frac{E_S}{E_T} \left[ 1 - \frac{\sinh(kx)}{\sinh(kl)} \right] . \quad (A2.30)$$

Mit

$$\varepsilon_S(x) = \frac{\sigma_S(x)}{E_S}$$

ergibt sich die Dehnungsverteilung im Sensor

$$\varepsilon_S(x) = \frac{\sigma_T}{E_T} \left[ 1 - \frac{\sinh(kx)}{\sinh(kl)} \right] . \quad (A2.31)$$

Um den Dehnungsübertragungsfaktor zwischen Sensorträger und Sensor zu bestimmen, wird die Dehnungsverteilung auf die Messlänge  $l$  bezogen. Damit erhält man die mittlere absolute Sensordehnung (für  $l$  = halbe Sensorelänge)

$$\bar{\varepsilon}_S = \int_0^l \varepsilon_S(x) dx = \frac{\sigma_T}{E_T} \left[ 1 - \frac{\cosh(kl) - 1}{kl \cdot \sinh(kl)} \right] . \quad (A2.32)$$

Der Klammerausdruck entspricht dem rechnerischen Dehnungsübertragungsfaktor

$$\frac{\bar{\varepsilon}_S}{\varepsilon_T} = \left[ 1 - \frac{\cosh(kl) - 1}{kl \cdot \sinh(kl)} \right] . \quad (A2.33)$$

## A3 Ergebnisse der Modellpfahlmessungen

### A3.1 Anwendung des Low-Strain-Verfahrens

In Bild A3.1 bis Bild A3.5 sind die in Kap. 5.3.1.3 diskutierten Messsignale der im Modellpfahl 1 eingebetteten Beschleunigungs- und EFPI-Sensoren für verschiedene Impulsquellen abgebildet. Anhand dieser Messungen am unversehrten Pfahl wurden Interpretationen zur Erfassung der Wellenausbreitung mit den EFPI-Sensoren abgeleitet und die Materialeigenschaften einzelner Pfahlabschnitte bestimmt.

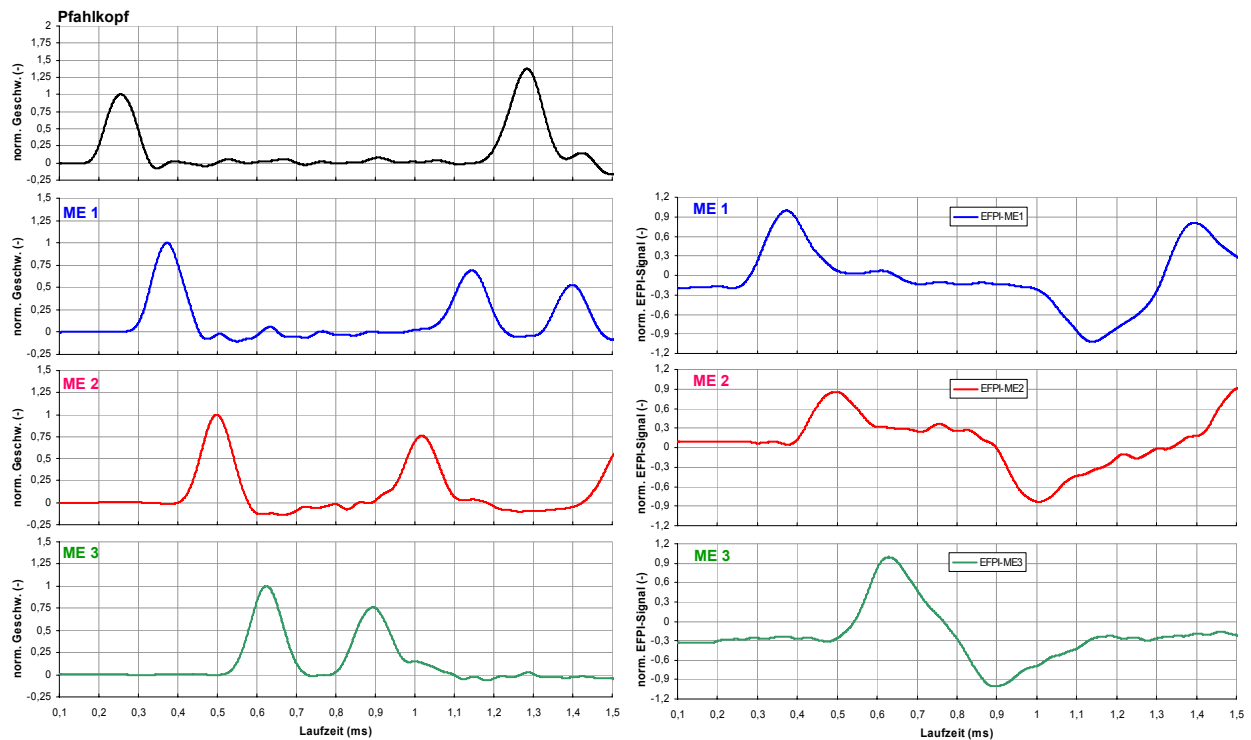


Bild A3.1: Zeitverläufe der Beschleunigungs- und EFPI-Sensoren, Wellenausbreitung am Modellpfahl 1 für den Zeitbereich von  $2 \cdot l/c_D$  bei Anregung mit Stahlkugel ( $\varnothing 30$  mm).



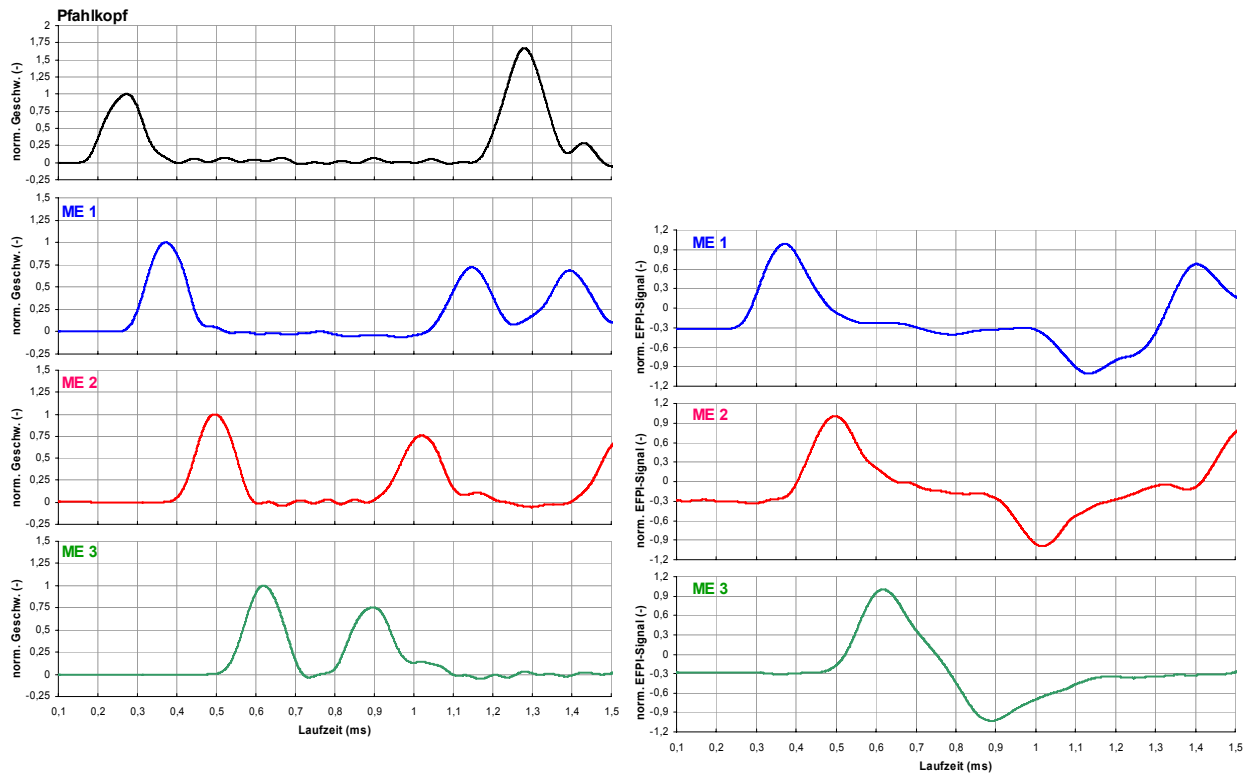


Bild A3.2: Zeitverläufe der Beschleunigungs- und EFPI-Sensoren, Wellenausbreitung am Modellpfahl 1 für den Zeitbereich von  $2 \cdot l/c_D$  bei Anregung mit Stahlkugel ( $\varnothing$  40 mm).

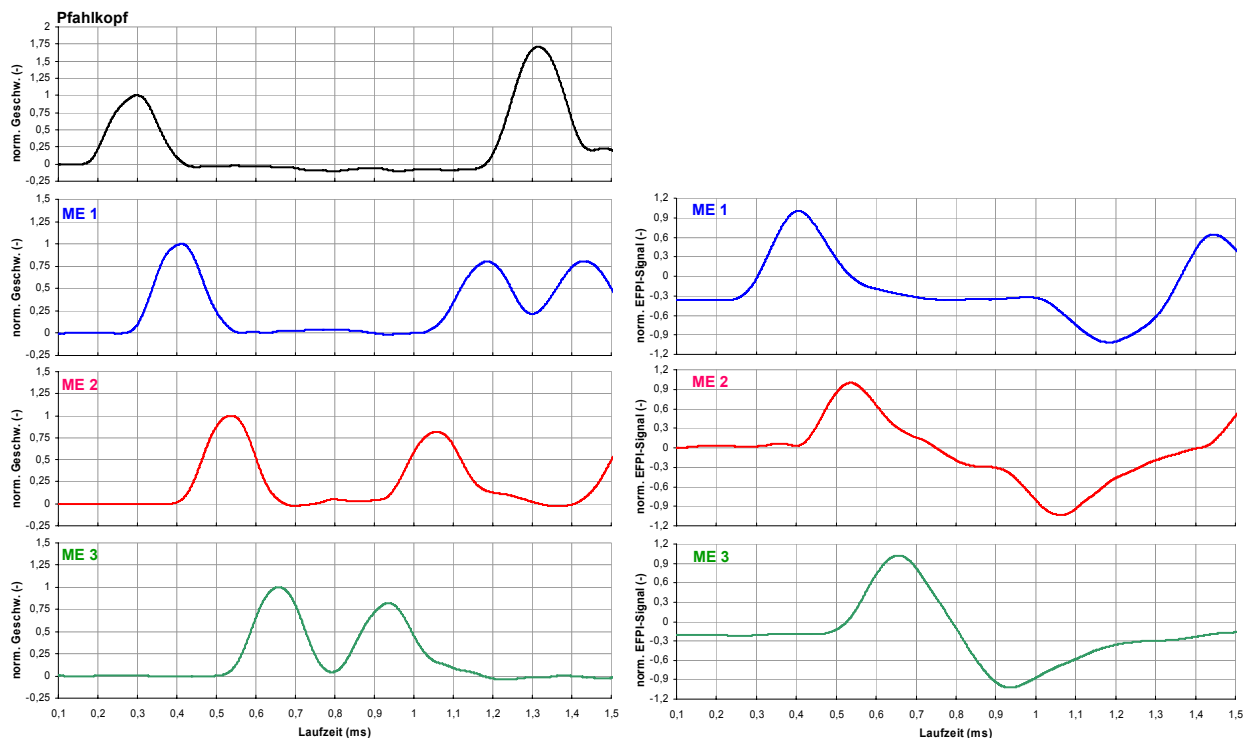


Bild A3.3: Zeitverläufe der Beschleunigungs- und EFPI-Sensoren, Wellenausbreitung am Modellpfahl 1 für den Zeitbereich von  $2 \cdot l/c_D$  bei Anregung mit Stahlkugel ( $\varnothing$  50 mm).

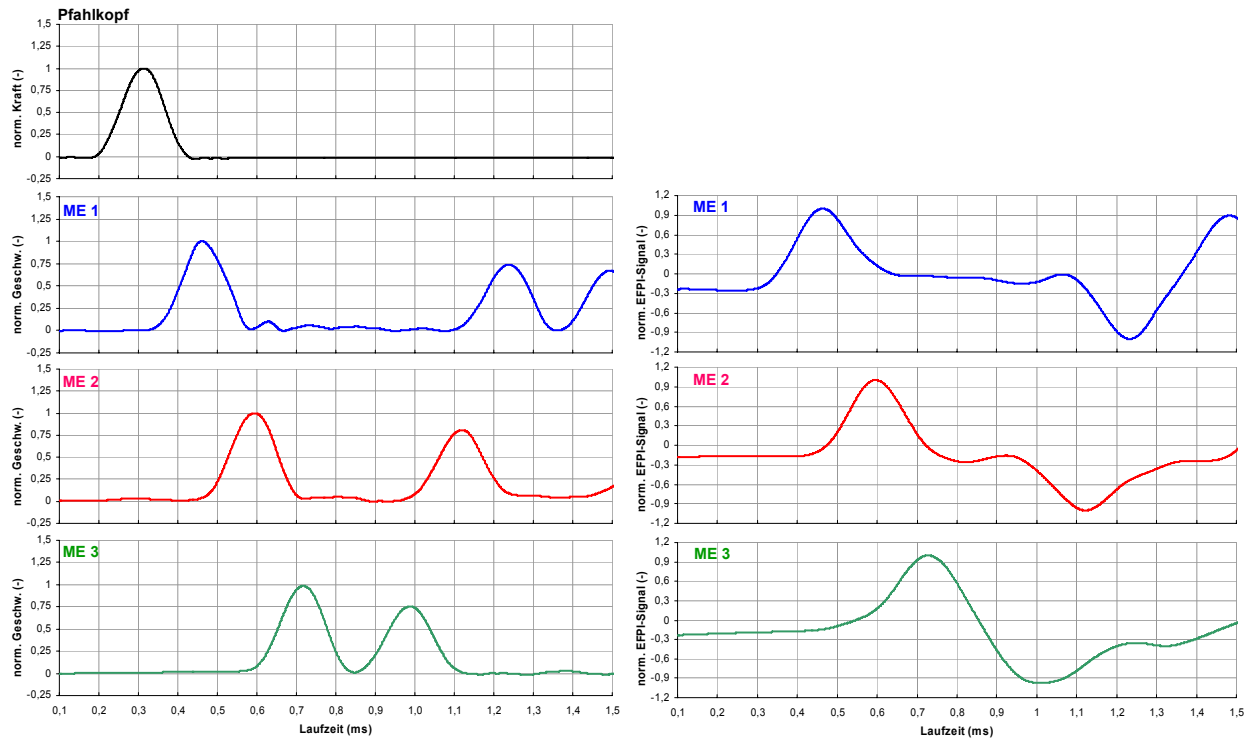


Bild A3.4: Zeitverläufe der Beschleunigungs- und EFPI-Sensoren, Wellenausbreitung am Modellpfahl 1 für den Zeitbereich von  $2 \cdot l/c_D$  bei Anregung mit Impulshammer.

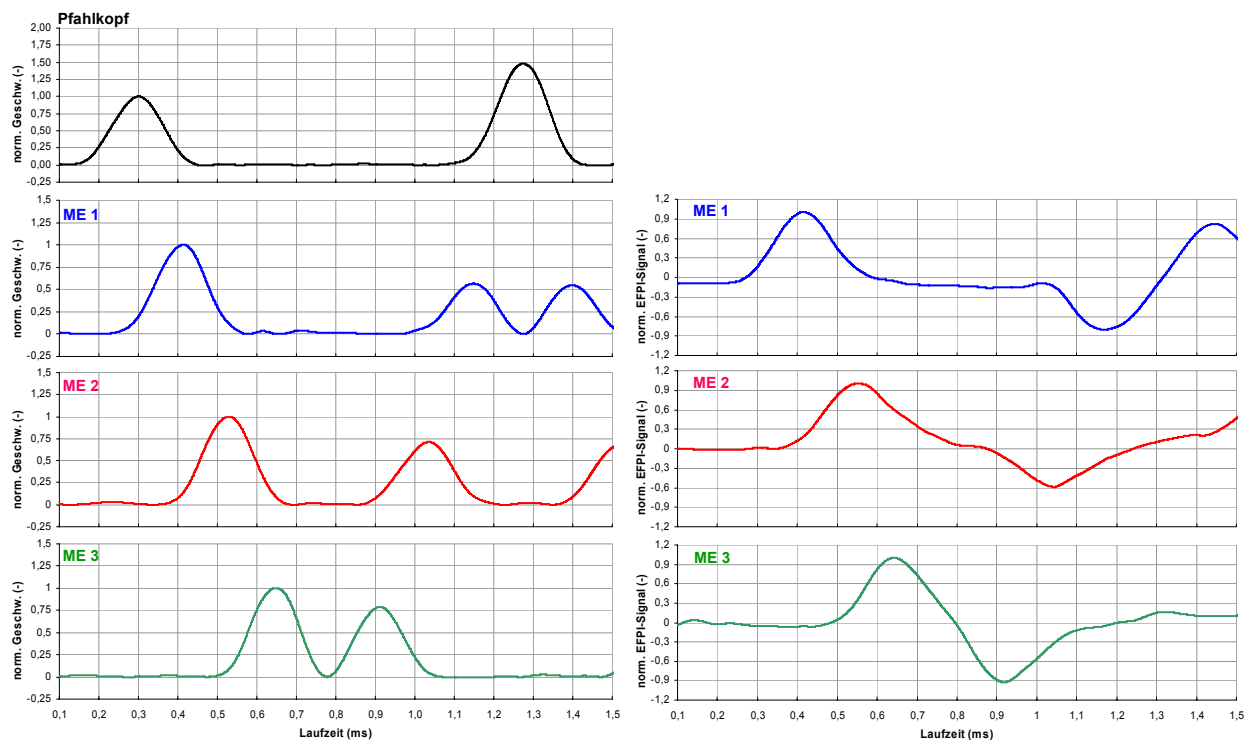


Bild A3.5: Zeitverläufe der Beschleunigungs- und EFPI-Sensoren, Wellenausbreitung am Modellpfahl 1 für den Zeitbereich von  $2 \cdot l/c_D$  bei Anregung mit Stahlhammer.

### A3.2 Anwendung des High-Strain-Verfahrens

In Bild A3.6 und Bild A3.7 sind die CAPWAP-Auswertungen der in Kap. 5.3.3 diskutierten Ergebnisse für beide Modellpfähle abgebildet.

Grafik a) entspricht jeweils den aus Messwerten abgeleiteten Kraft- und Geschwindigkeits-Zeitverläufen, wobei die Geschwindigkeit, multipliziert mit der Impedanz, in der Größe Kraft aufgetragen ist. Grafik b) stellt den Vergleich mit dem berechneten Kraftverlauf dar. Grafik c) gibt die rechnerische Verteilung der Pfahllängskraft und den Lastabtrag in den Boden über Mantelwiderstand (kN/m) an und Grafik d) zeigt die rechnerische Widerstands-Setzungslinie für Pfahlkopf und -fuß.

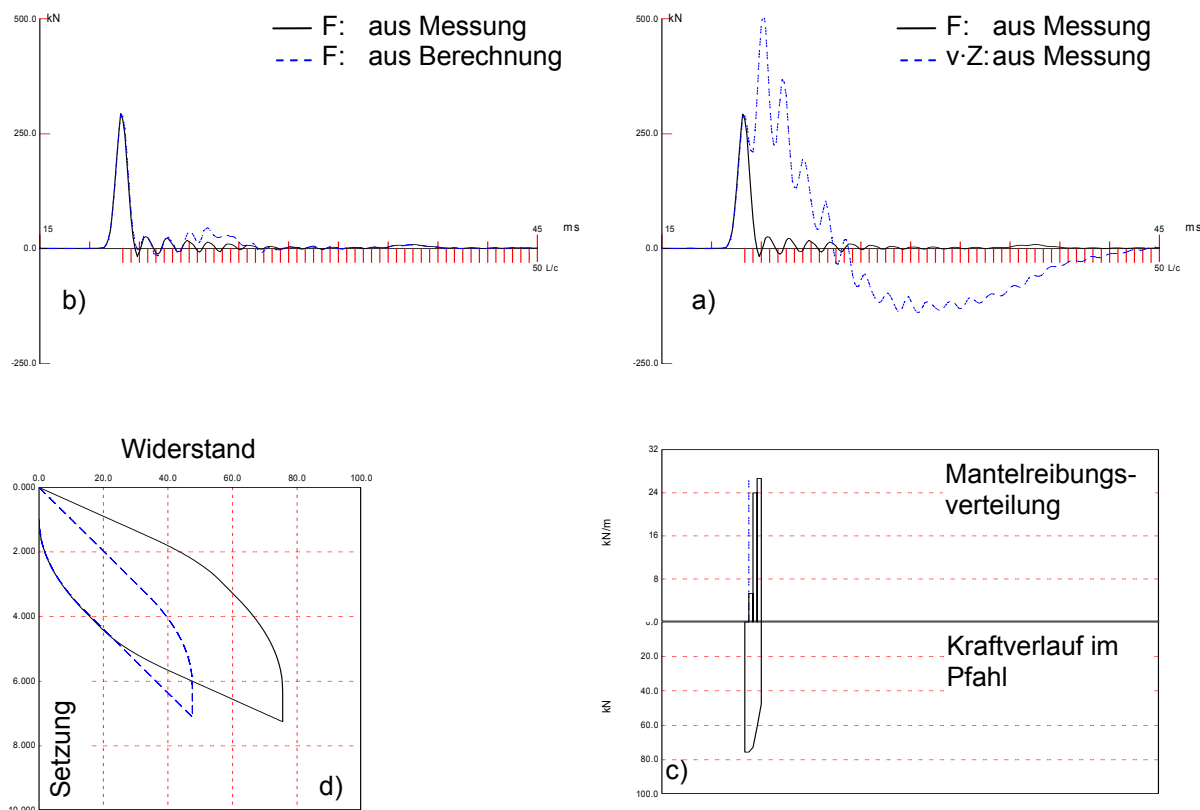


Bild A3.6: CAPWAP-Auswertung für Modellpfahl 1, Fallgewicht 60 kg, Fallhöhe 96 cm, gemessene bleibende Verschiebung am Pfahlkopf 1,5 mm, a) aus Messwerten abgeleiteter Verlauf von Kraft und Geschwindigkeit · Impedanz, b) Vergleich des gemessenen und durch CAPWAP-Analyse berechneten Kraftverlaufs, c) rechnerische Verteilung von Pfahllängskraft und Mantelreibung, d) rechnerische Widerstands-Setzungslinie.

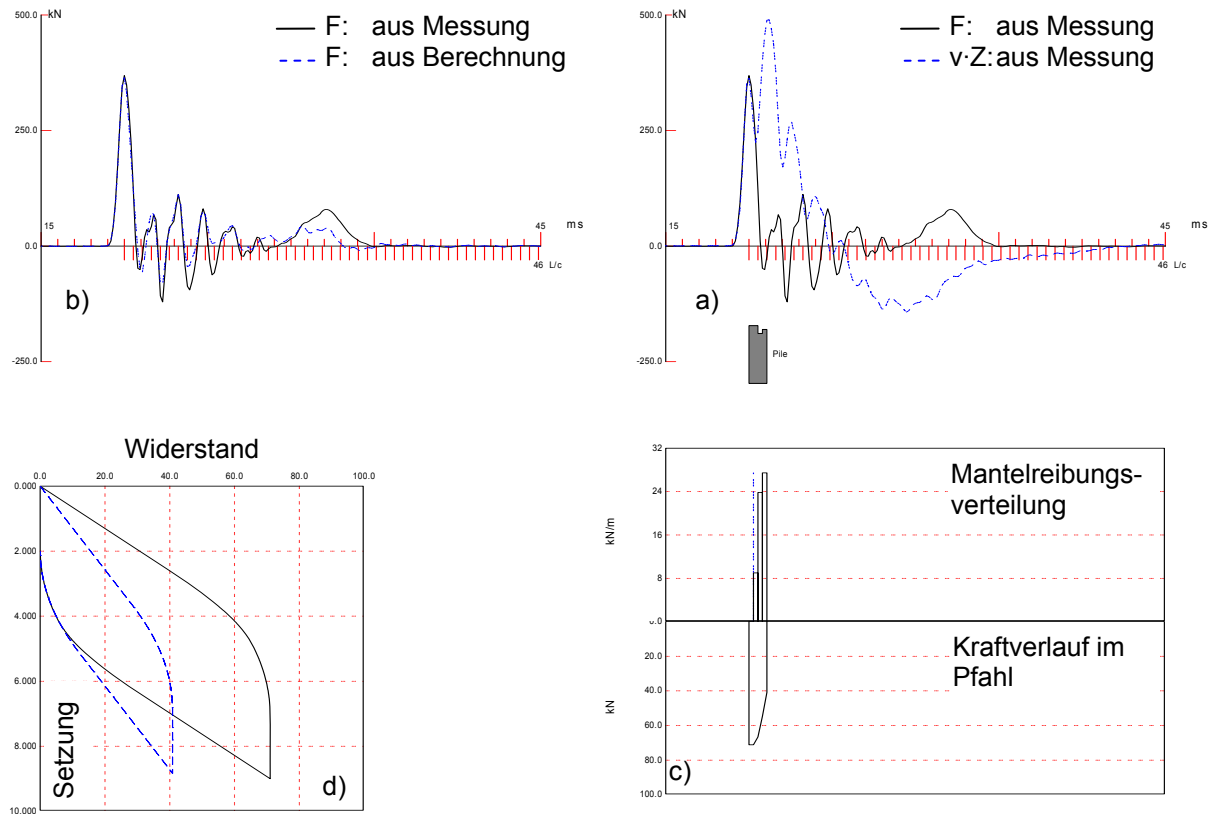


Bild A3.7: CAPWAP-Auswertung für Modellpfahl 2, Fallgewicht 60 kg, Fallhöhe 99 cm, gemessene bleibende Verschiebung am Pfahlkopf 2 mm, a) aus Messwerten abgeleiteter Verlauf von Kraft und Geschwindigkeit · Impedanz, b) Vergleich des gemessenen und durch CAPWAP-Analyse berechneten Kraftverlaufs, c) rechnerische Verteilung von Pfahllängskraft und Mantelreibung, d) rechnerische Widerstands-Setzungslinie.

## A4 Ergebnisse der Messungen im Feldversuch

### A4.1 Beschleunigungsmessungen am Pfahlkopf bei Anwendung des Low-Strain-Verfahrens, Interpretation der Wellengeschwindigkeit und Pfahlfußreflexion

In Bild A4.1 bis Bild A4.3 sind die in Kap. 6.3.2 diskutierten Messsignale zur Interpretation des Zeitpunkts der Pfahlfußreflexion bzw. zur exakten Bestimmung der Wellengeschwindigkeit bei Anwendung des Low-Strain-Verfahren an Testpfahl P1 mit den Querschnittsabmessungen 40 cm x 40 cm dargestellt. Diese wurden mit dem herkömmlichen Messsystem am Pfahlkopf vor und nach der Rammung aufgezeichnet und mit der zugehörigen kommerziellen Software bearbeitet. Die Zeitachse ist in der Einheit Meter angegeben, was durch Anwendung von Gl. (2.27, Kap. 2.3.3) erreicht und dadurch ein direkter Bezug zur Pfahllänge im Ausdruck gegeben wird. Auf der Ordinate sind die Teilchengeschwindigkeiten in cm/s aufgetragen.

Bild A4.1 zeigt den Geschwindigkeits-Zeitverlauf am Pfahlkopf vor der Rammung. Der Pfahl liegt an vier Punkten gelagert am Boden. Es ist kein Bodeneinfluss im Messsignal vorhanden. Die Pfahlfußreflexion ist deutlich ausgeprägt. Die Wellengeschwindigkeit wird durch Laufzeitmessung zwischen den Maxima von Hammerschlag und Pfahlfußreflexion zu 4.260 m/s bestimmt. Dieser Wert liegt im Erfahrungsbereich für einen Beton der Festigkeitsklasse C50/60. Eine Klassifizierung des Messsignals in die Bewertungsklassen nach EA-PFÄHLE (2007) ergibt für dieses Messsignal Klasse A1 (Kap. 2.4.3).

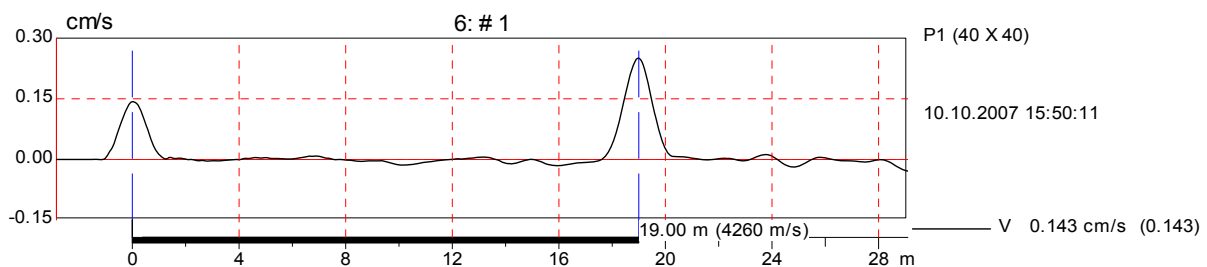


Bild A4.1: Geschwindigkeits-Zeitverlauf am Pfahlkopf von P1 vor der Rammung.

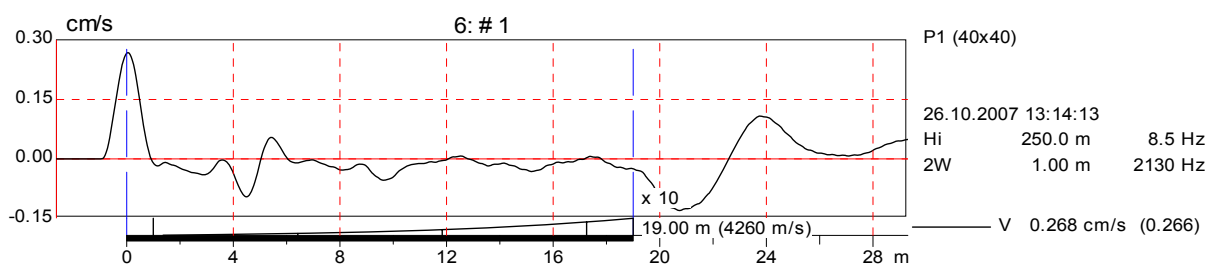


Bild A4.2: Geschwindigkeits-Zeitverlauf am Pfahlkopf von P1 direkt nach der Rammung bei Ansatz einer Wellengeschwindigkeit von 4.260 m/s.

Bild A4.2 zeigt den Geschwindigkeits-Zeitverlauf am Pfahlkopf direkt nach der Rammung. Der Pfahl bindet 18 m im Baugrund und ca. 3,5 m im tragfähigen Sand ein. Das Signal ist ab einer Tiefe von 1 m unter Pfahlkopf exponentiell verstärkt. Bei Ansatz der Wellengeschwindigkeit von 4.260 m/s, die vor der Rammung bestimmt wurde, ist keine Pfahlfußreflexion zu erkennen. Im Messsignal ist ein Einfluss enthalten, der bei dieser Darstellung bei ca. 3,5 m unterhalb des Pfahlkopfs beginnt und auf eine mögliche Abweichung der Betonqualität hinweist. Aufgrund der

fehlenden Pfahlfußreflexion kann dieser Einfluss in dessen Tiefenlage und Ausprägung nicht zuverlässig interpretiert werden.

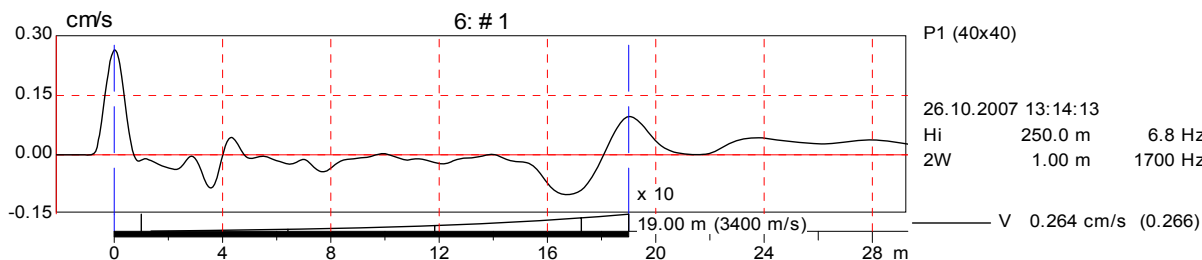


Bild A4.3: Geschwindigkeits-Zeitverlauf am Pfahlkopf von P1 direkt nach der Rammung mit Ansatz einer Wellengeschwindigkeit von 3.400 m/s.

Bild A4.3 zeigt dasselbe Messergebnis wie Bild A4.2. Wird der Einfluss im Messsignal, der deutlich nach der erwarteten Pfahlfußreflexion zu erkennen ist, als Pfahlfußreflexion interpretiert, muss eine Wellengeschwindigkeit von 3.400 m/s angesetzt werden, wie in Bild A4.3 gezeigt. Mit diesem Wert ergibt sich eine Tiefe für den Beginn des vermuteten Bereichs mit abweichender Betonqualität von 3 m unterhalb des Pfahlkopfs.

Wird ausschließlich dieser Einfluss bewertet, würde das Messergebnis in die Bewertungsklasse A3 nach EA-PFÄHLE (2007) eingestuft werden. Mit Berücksichtigung der Wellengeschwindigkeit in der Bewertung, die zum Zeitpunkt vor der Rammung um 860 m/s (20 %) reduziert ist, würde die gleiche Bewertung mit Kommentar zu beiden Einflüssen getroffen werden, solange keine Ergebnisse anderer Pfähle mit gleichem Betonalter im gleichen Baugrund vorliegen (nach EA-PFÄHLE (2007) als Baustellennorm bezeichnet), die eine deutlich höhere Wellengeschwindigkeit aufweisen. Ergibt eine Baustellennorm jedoch höhere anzusetzende Wellengeschwindigkeiten, und weicht der ermittelte Wert am Einzelpfahl um deutlich mehr als 10 % davon ab, könnte nach EA-PFÄHLE (2007) die Bewertungsklasse B vergeben werden. Das bedeutet, dass der Pfahl eine starke Qualitätsminderung aufweist.

Da im Feldversuch mit nur zwei Pfählen keine zuverlässige Baustellennorm ermittelt werden kann, wird die in Bild A4.3 dargestellte Interpretation aufgrund der stark reduzierten Wellengeschwindigkeit zur Darstellung der Pfahlfußreflexion vom Verfasser als unwahrscheinlich eingeschätzt, solange keine weitergehenden Informationen vorliegen, die diese Annahme bestätigen. Anhand der Messergebnisse vom Pfahlkopf kann deshalb der Zeitpunkt der Pfahlfußreflexion nicht eindeutig interpretiert werden. Ein möglicher Bereich mit Abweichungen der Betonqualität kann infolge dessen in der Tiefenlage nur ungenau abgeschätzt werden.

In Bild A4.4 bis Bild A4.6 sind analog zu den Darstellungen in Bild A4.1 bis Bild A4.3 die Ergebnisse von Testpfahl P2 mit den Querschnittsabmessungen 35 cm · 35 cm dargestellt. Bei diesem Pfahl können die Interpretationen von P1 übernommen werden, da sich die Ergebnisse sehr ähnlich sind. Vor der Rammung wird die Wellengeschwindigkeit zu 4.290 m/s bestimmt. Nach der Rammung kann eine Pfahlfußreflexion nur bei Ansatz von 3.650 m/s detektiert werden. Die Reduktion der Wellengeschwindigkeit beträgt für diesen Pfahl 640 m/s (15 %).

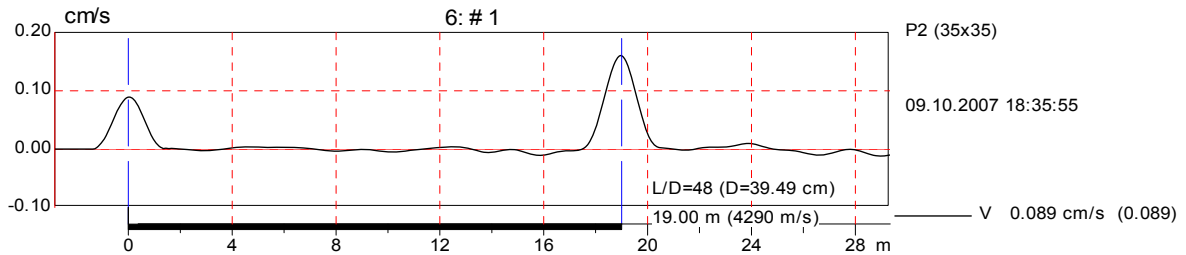


Bild A4.4: Geschwindigkeits-Zeitverlauf am Pfahlkopf von P2 vor der Rammung.

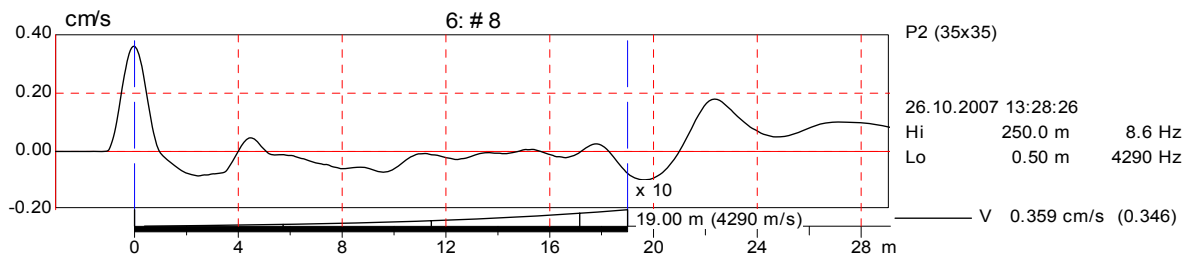


Bild A4.5: Geschwindigkeits-Zeitverlauf am Pfahlkopf von P2 direkt nach der Rammung mit Ansatz einer Wellengeschwindigkeit von 4.290 m/s.

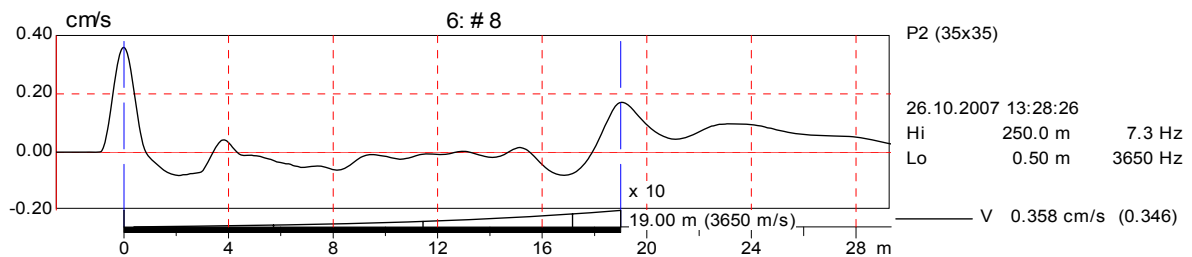


Bild A4.6: Geschwindigkeits-Zeitverlauf am Pfahlkopf von P2 direkt nach der Rammung mit Ansatz einer Wellengeschwindigkeit von 3.650 m/s.

Diese Ausführungen verdeutlichen einige der heute in der Praxis der Anwendung des Low-Strain-Verfahrens auftretenden Schwierigkeiten in der Ergebnisinterpretation, wenn eine Pfahlfußreflexion nicht eindeutig festgestellt werden kann und keine weitergehenden Informationen vorliegen. Unter Berücksichtigung der Messergebnisse der im Pfahlinnern eingebetteten Sensoren können weitere Interpretationen und zuverlässigere Schlussfolgerungen abgeleitet werden (Kap. 6.3.2).

#### A4.2 Dehnungsmessungen im Pfahlinnern bei Anwendung des Low-Strain-Verfahrens

Die diesen Interpretationen und Schlussfolgerungen zugrunde liegenden Messsignale der EFPI-Sensoren sind in Bild A4.7 exemplarisch für P1 abgebildet. Durch Laufzeitmessung zwischen den Maxima von Hammerschlag (Geschwindigkeits-Zeitverlauf) am Pfahlkopf und den Wellendurchgängen an den fünf Messebenen wurden die in Kap. 6.3.2, Bild 6.7 und Bild 6.8 dargestellten Wellengeschwindigkeiten abschnittsweise bestimmt.

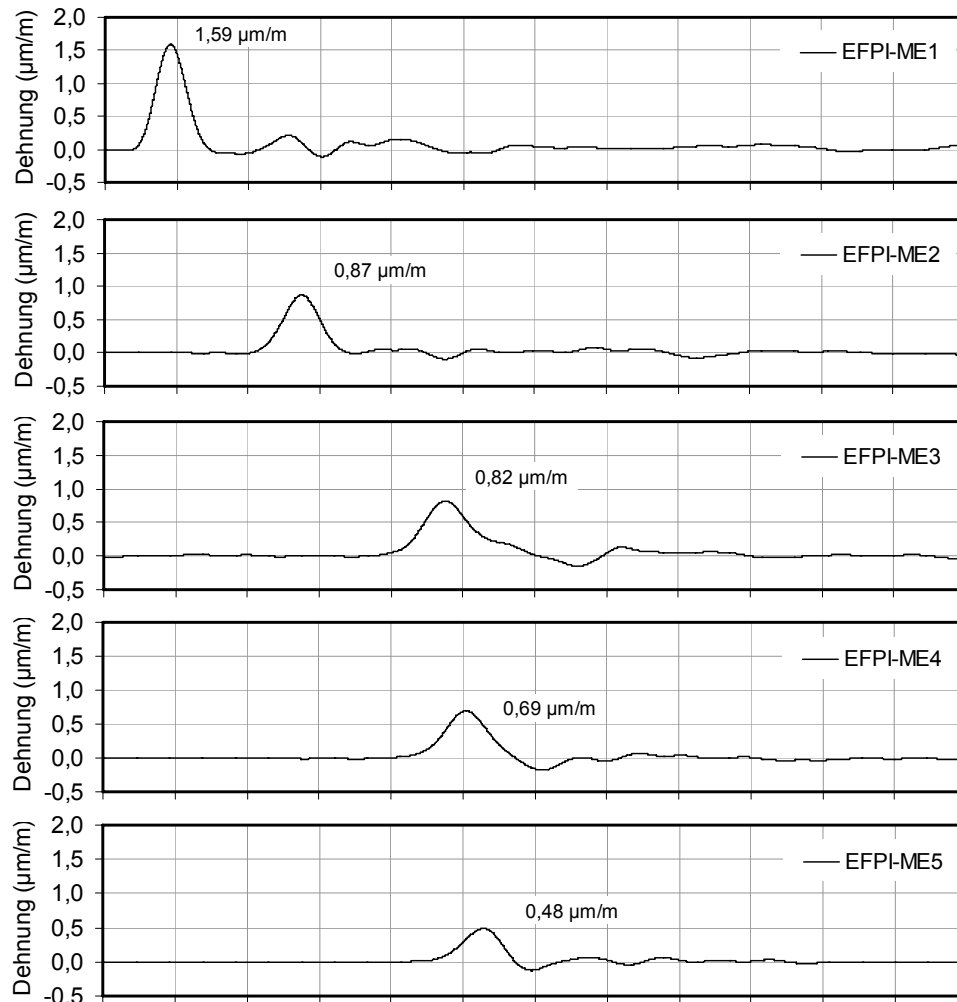


Bild A4.7: Messergebnisse von Testpfahl P1 bei Anwendung des Low-Strain-Verfahrens nach der Rammung, Dehnungs-Zeitverläufe der EFPI-Sensoren an den Messebenen ME1 bis ME5 (Zugwelle mit negativem Vorzeichen dargestellt).

Eine Verstärkungsfunktion, wie bei den in Bild A4.2 und Bild A4.3 dargestellten Ergebnissen der Beschleunigungsmessungen am Pfahlkopf nach der Rammung wurde in dieser Darstellung bewusst nicht verwendet, um die Deutlichkeit des Wellendurchgangs bis zum Pfahlfuß zu zeigen. Während die am Pfahlfuß reflektierte, zum Pfahlkopf zurücklaufende Zugwelle in den Messebenen ME5, ME4, ME3 und ME2 unverstärkt noch gut erkennbar ist, kann die Pfahlfuß-reflexion an ME1 zuverlässig nur im verstärkten Signal bestimmt werden.



### A4.3 Rammvorgang im Vergleich zum Bodenwiderstand

In Bild A4.8 ist die Rammung der Testpfähle P1 und P2 im Feldversuch in Form der Rammenergien über die Tiefe protokolliert. Zusätzlich ist eine Gegenüberstellung zum Bodenwiderstand in Form des Sondierspitzenwiderstands  $q_c$  der Drucksondierungen CPT1 und CPT2 gegeben.

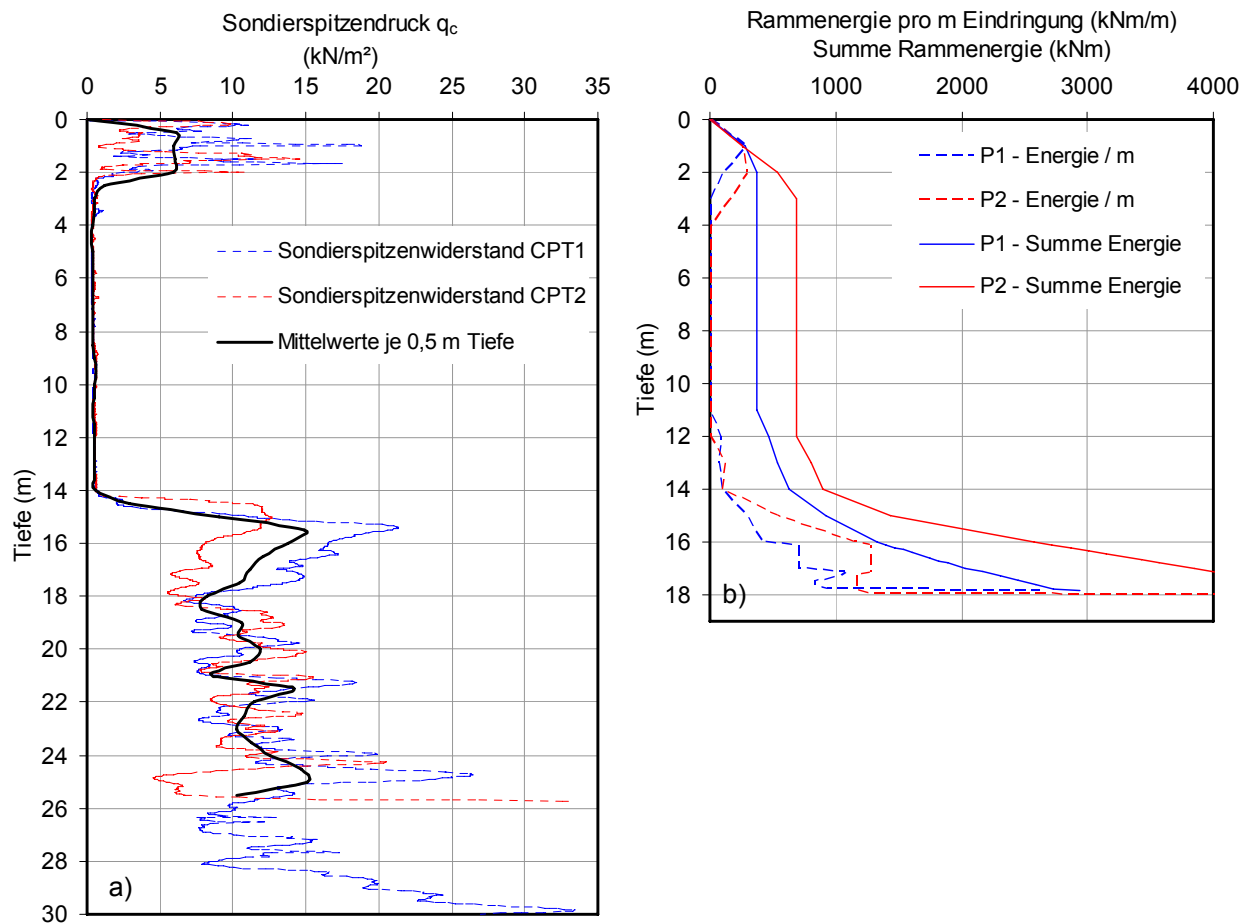


Bild A4.8: Gegenüberstellung des Sondierspitzenwiderstands  $q_c$  aus den Drucksondierungen CPT1 und CPT2 (a) zur Summe der Rammenergie über die Tiefe (b) für beide Testpfähle P1 und P2.

#### **A4.4 Auswertungen von Messungen nach dem High-Strain-Verfahren mit dem Programm CAPWAP zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Testpfähle P1 und P2**

In den folgenden Bildern sind die Ergebnisausdrucke der Auswertungen mit dem in Kap. 2.5.3 beschriebenen Programm CAPWAP für beide Testpfähle gegeben. Es wurde jeweils der letzte Schlag der Rammung sowie je einer der ersten Schläge der beiden dynamischen Probelastungen (1 Tag und 251 Tage nach der Rammung) ausgewertet. Die bestimmten Tragfähigkeiten und Interpretationen sind in Kap. 6.4 gegeben.

In den folgenden Bildern entspricht Grafik a) jeweils den aus Messwerten abgeleiteten Kraft- und Geschwindigkeits-Zeitverläufen, wobei die Geschwindigkeit, multipliziert mit der Impedanz, in der Größe Kraft aufgetragen ist. Grafik b) stellt den Vergleich mit dem berechneten Kraftverlauf dar. Grafik c) gibt die rechnerische Verteilung der Pfahllängskraft und den Lastabtrag in den Boden über Mantelwiderstand (kN/m) an und Grafik d) zeigt die rechnerische Widerstands-Setzungslinie für Pfahlkopf und -fuß. Bild A4.9 zeigt die Auswertung für Testpfahl P1 am Ende der Rammung. Die zu diesem Zeitpunkt nachgewiesene Tragfähigkeit beträgt 1.220 kN mit den Anteilen der Mantelreibungskraft von 478 kN und der Spitzendruckkraft von 742 kN.

Bild A4.10 zeigt die Auswertung für Testpfahl P1 für den Zeitpunkt 1 Tag nach der Rammung. Die nachgewiesene Tragfähigkeit beträgt 1.388 kN mit den Anteilen der Mantelreibungskraft von 602 kN und die Spitzendruckkraft von 786 kN. 250 Tage nach der Rammung beträgt die nachgewiesene Tragfähigkeit 1.587 kN, die Mantelreibungskraft 949 kN und die Spitzendruckkraft 638 kN (Bild A4.11).

Analog dazu folgen in Bild A4.12 bis Bild A4.14 die Ergebnisse für Testpfahl 2. Die nachgewiesenen Tragfähigkeiten betragen 1.247 kN (letzter Rammschlag), 1.343 kN (1. Tag nach Rammung) und 1.467 kN (251 Tage nach Rammung). Die Mantelreibungskräfte zu den drei Zeitpunkten wurden bestimmt zu 565 kN, 647 kN und 934 kN. Die resultierenden Spitzendruckkräfte ergeben sich zu 682 kN, 696 kN und 533 kN.

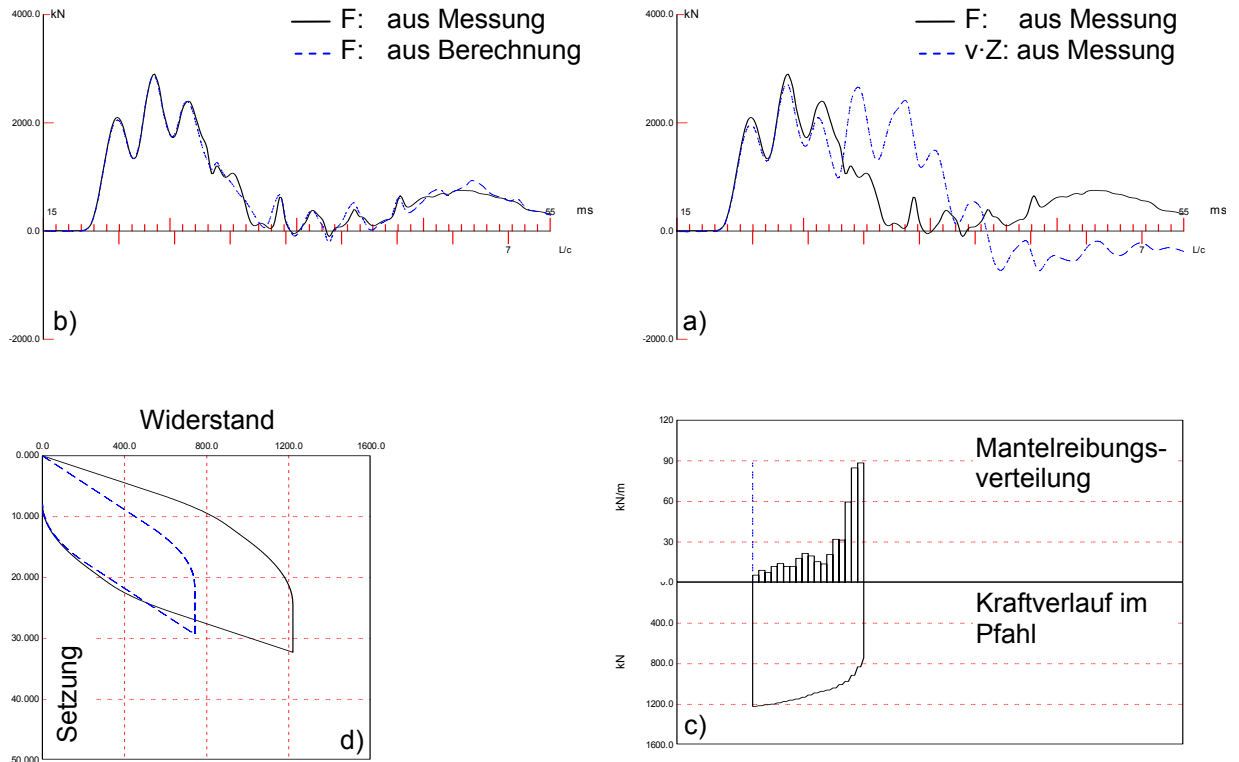


Bild A4.9: CAPWAP-Auswertung für P1, letzter Rammschlag.

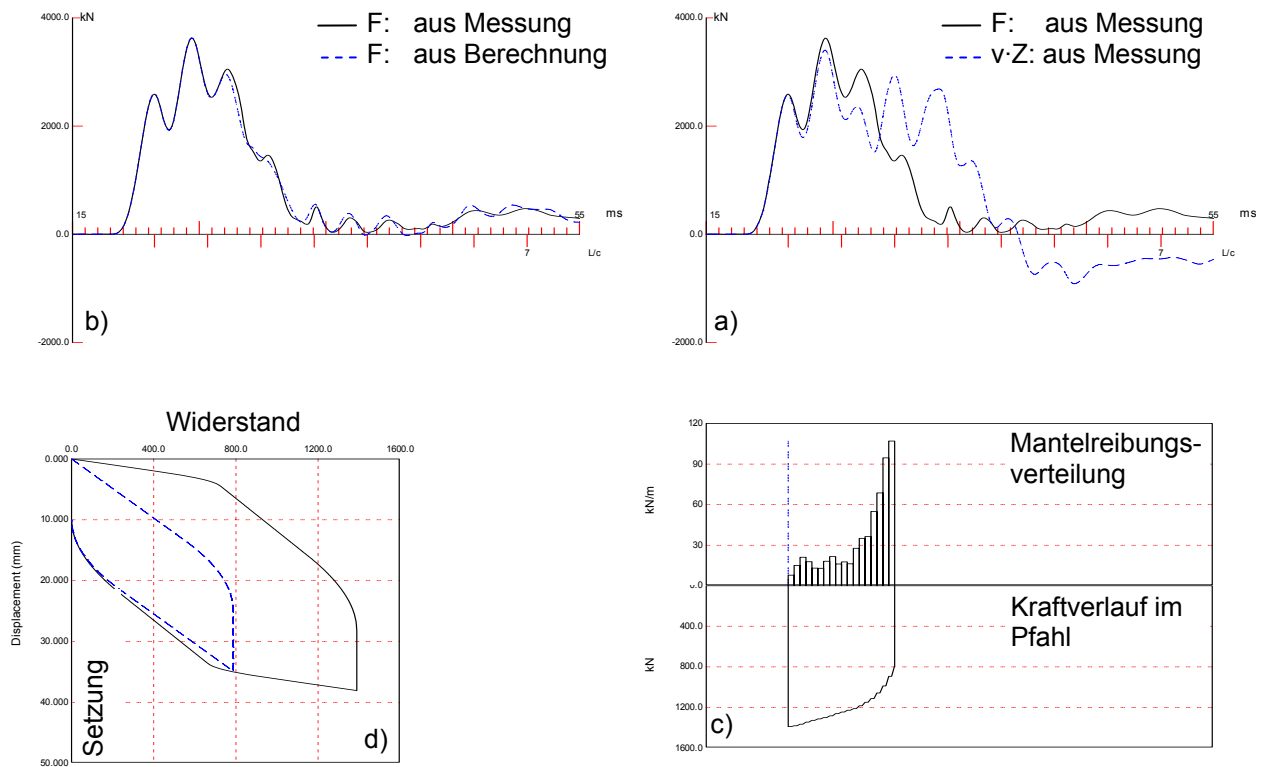


Bild A4.10: CAPWAP-Auswertung für P1, 1 Tag nach der Rammung.

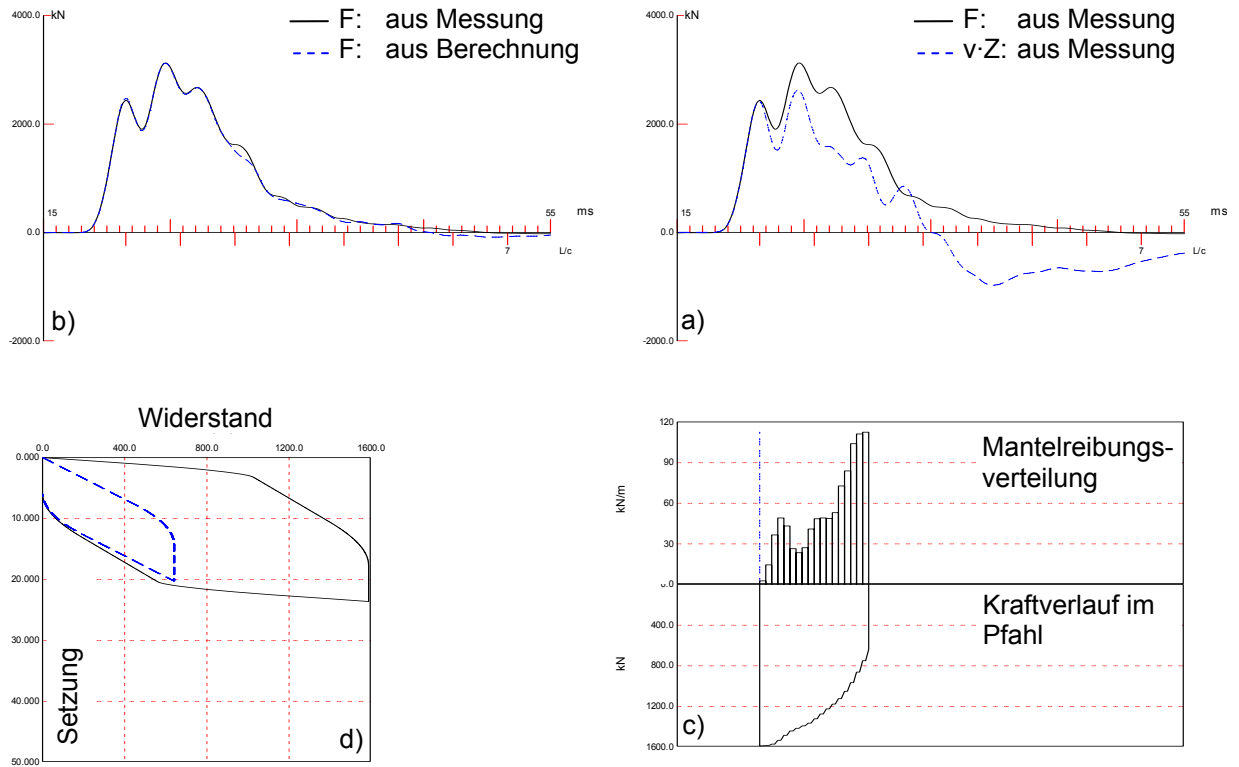


Bild A4.11: CAPWAP-Auswertung für P1, 251 Tage nach der Rammung.

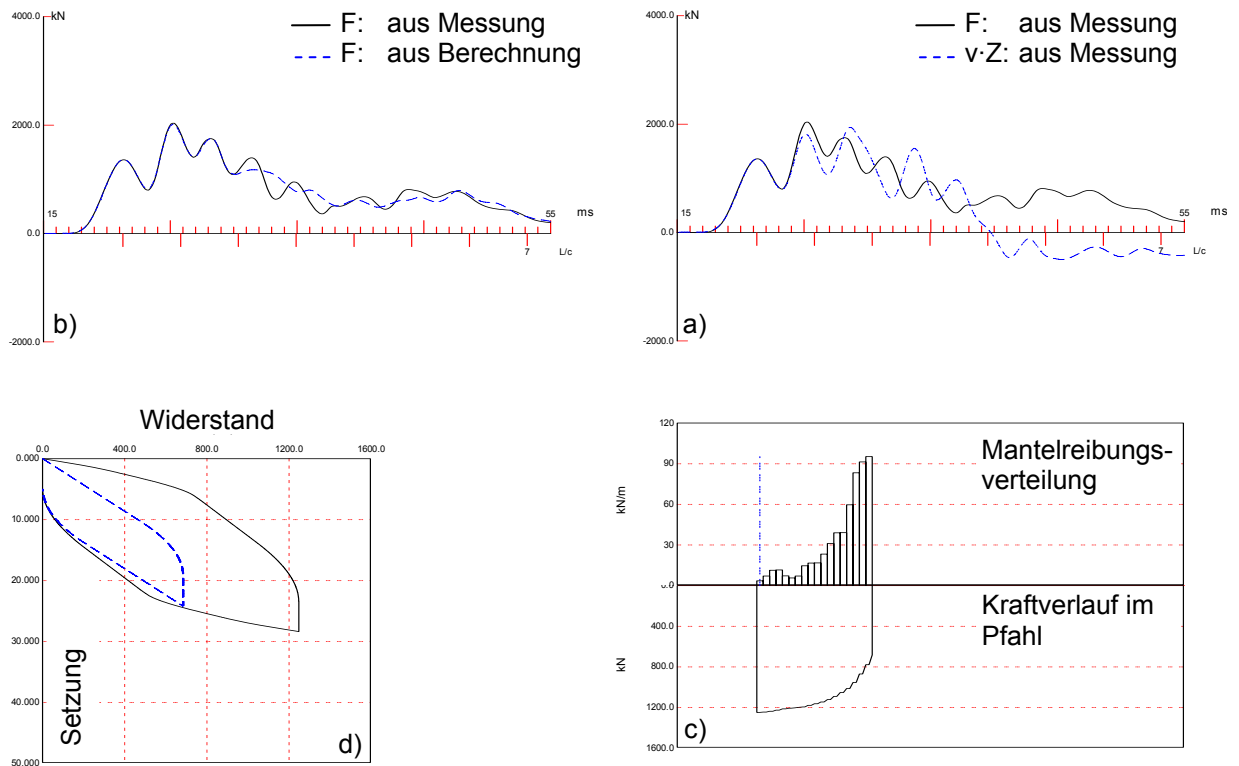


Bild A4.12: CAPWAP-Auswertung für P2, letzter Rammschlag.

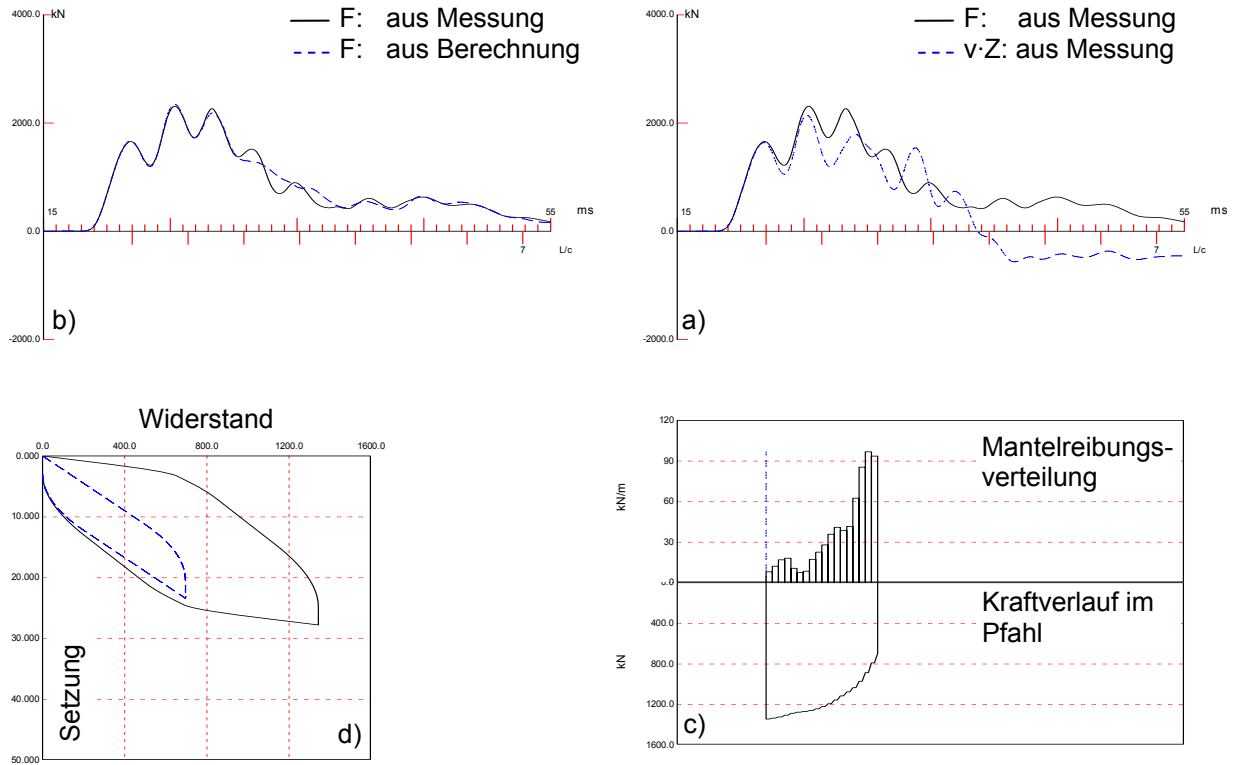


Bild A4.13: CAPWAP-Auswertung für P2, 1 Tag nach der Rammung.

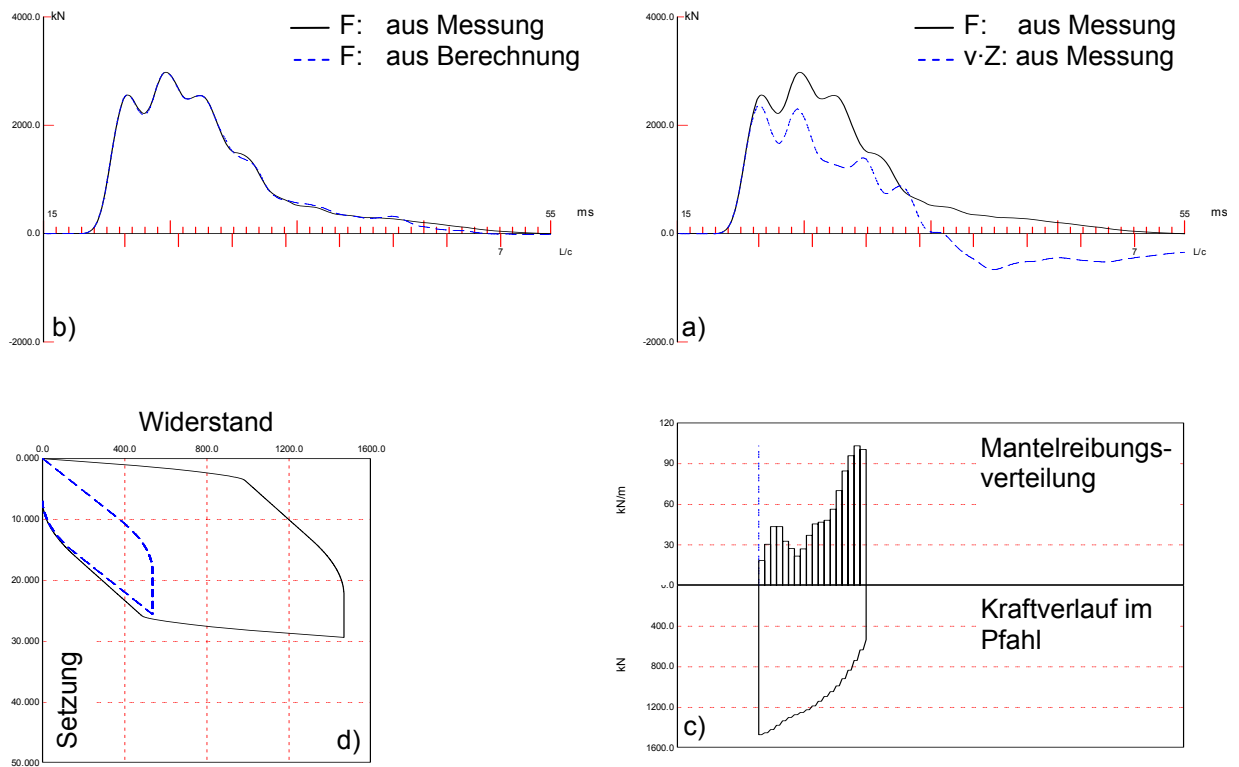


Bild A4.14: CAPWAP-Auswertung für P1, 251 Tage nach der Rammung.

#### A4.5 Messwerte der statischen Probelastungen an den Testpfählen P1 und P2

In Bild A4.15 und Bild A4.16 sind die Dehnungs-Zeitverläufe (DMS) je Messwertaufnehmer und der Mittelwert der Messebenen ME1, ME3 und ME5 für beide Testpfähle P1 und P2 dargestellt, die während der statischen Probelastung gemessen wurden. Der Vergleich zu den Dehnungen der EFPI-Sensoren sowie aus den Dehnungen abgeleitete Größen und Interpretationen sind in Kap. 6.5 gegeben.

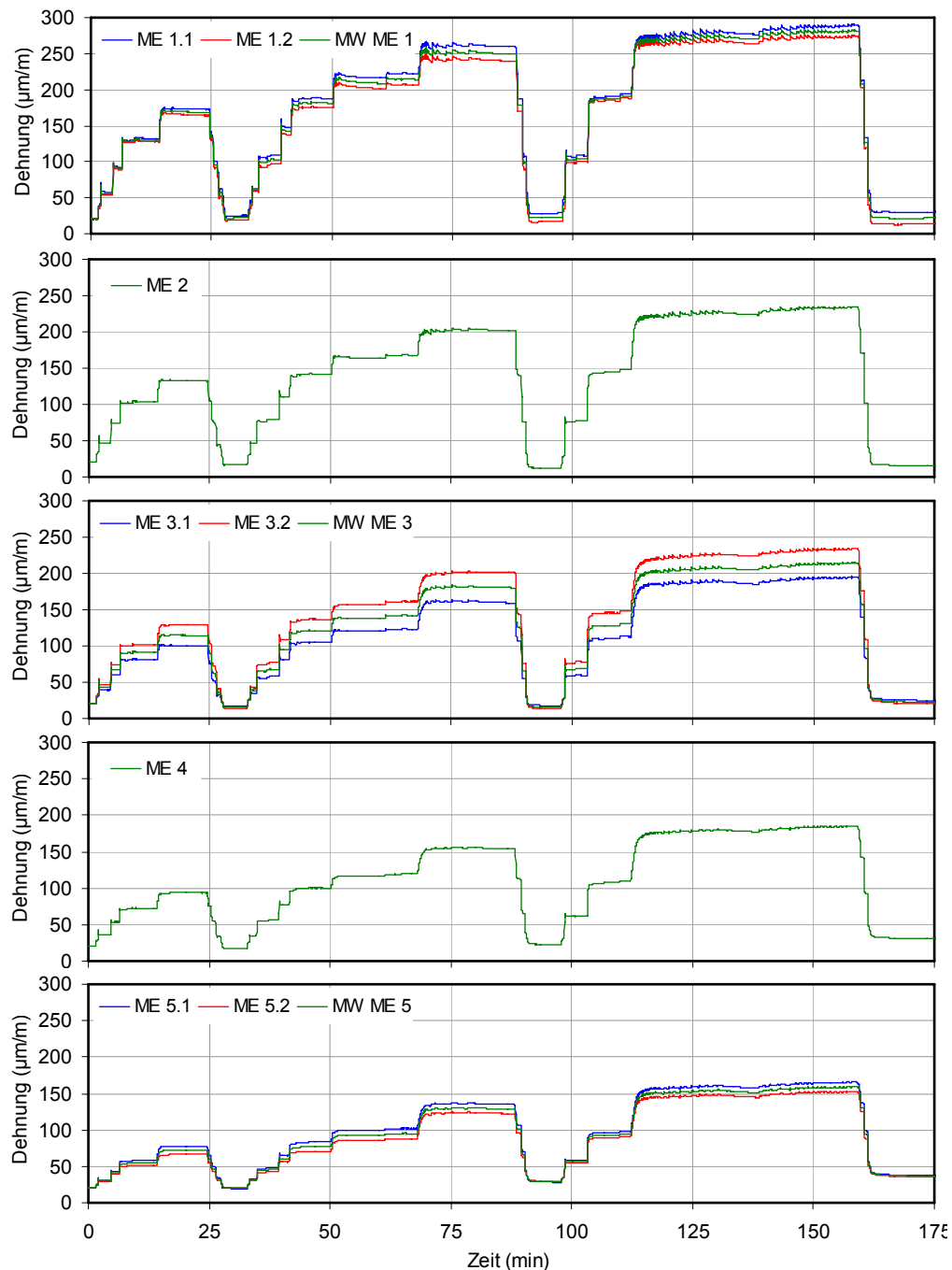


Bild A4.15: Statische Probelastung von P1: Dehnungs-Zeitverläufe (DMS) je Messebene

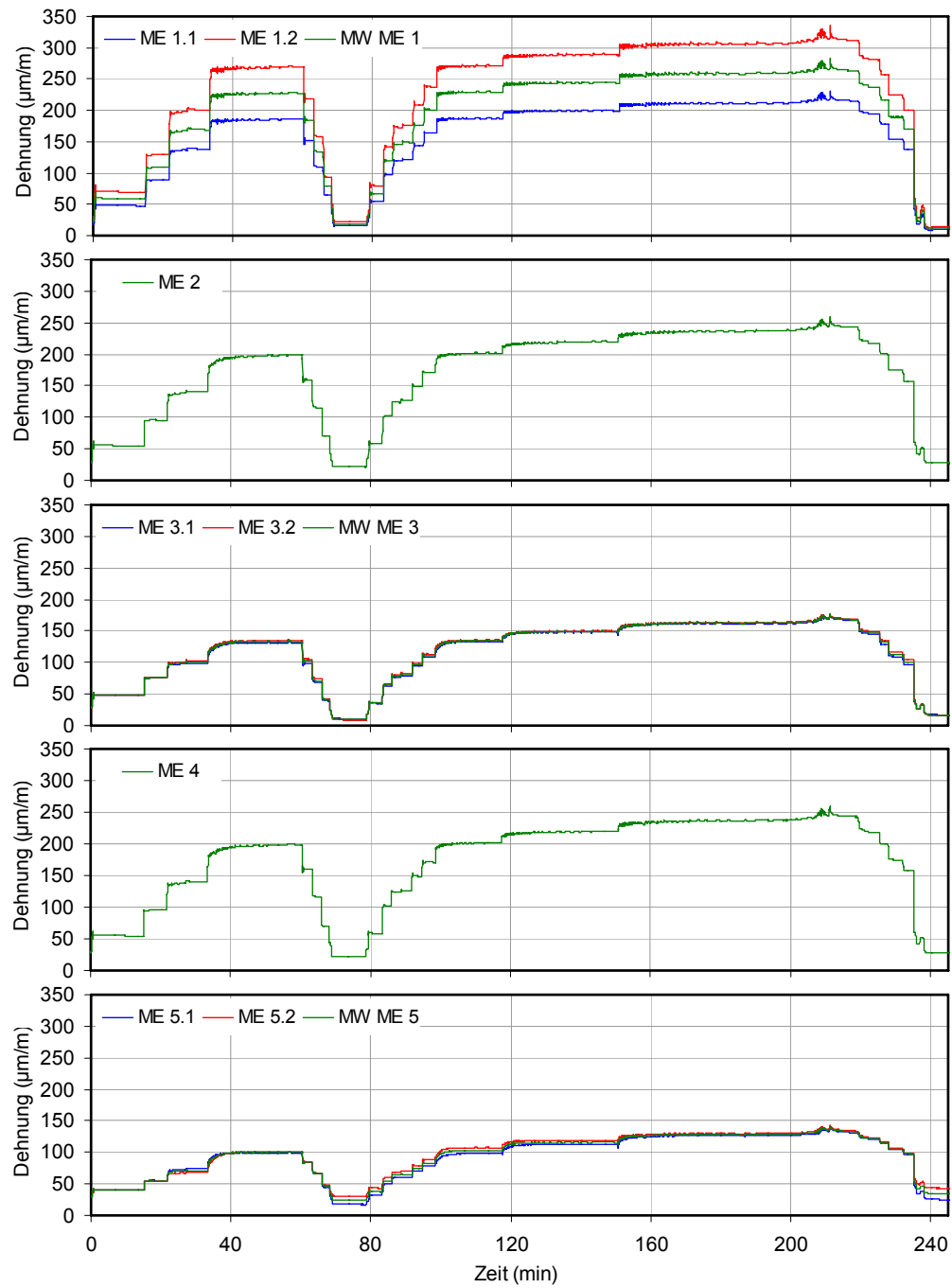


Bild A4.16: Statische Probelastung von P2: Dehnungs-Zeitverläufe (DMS) je Messebene

## A5 Häufig verwendete Abkürzungen und Formelzeichen

### Abkürzungen

BAM	Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung
CAPWAP	Case Pile Wave Analysis Program
DGGT	Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V.
DIN	Deutsches Institut für Normung e. V.
DMS	Dehnmessstreifen
EA-Pfähle	Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle
EFPI-Sensor	Extrinsischer Fabry-Perot-Interferometer-Sensor
FBG-Sensor	Faser-Bragg-Gitter-Sensor
GOK	Geländeoberkante
GZ 1B	Grenzzustand der Tragfähigkeit
GZ 2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
i. d. R.	in der Regel
IGB-TUBS	Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
LWL	Lichtwellenleiter
1-D	eindimensional

### Formelzeichen

A	m <sup>2</sup>	Querschnittsfläche
A <sub>b</sub>	m <sup>2</sup>	Nennwert der Pfahlfußfläche
A <sub>max</sub>	%	maximale Abweichung der gemessenen von der örtlichen Betondehnung
A <sub>s,i</sub>	m <sup>2</sup>	Nennwert der Pfahlmantelfläche in der Schicht i
c	[m/s]	Wellenausbreitungsgeschwindigkeit
c <sub>D</sub>	m/s	Ausbreitungsgeschwindigkeit der Dehnwelle
c <sub>P</sub>	m/s	Ausbreitungsgeschwindigkeit der Longitudinal-, Kompressions-, Primär-Welle
c <sub>R</sub>	m/s	Ausbreitungsgeschwindigkeit der Oberflächenwelle (Rayleigh-Welle)
c <sub>S</sub>	m/s	Ausbreitungsgeschwindigkeit der Transversal-, Scher-, Sekundär-Welle
d	m	Durchmesser
d <sub>K</sub>	µm	Effektive Klebstoffschichtdicke
d <sub>Korn</sub>	mm	größter Durchmesser der Betonzuschlagstoffe
d <sub>m</sub>	mm	mittlerer Durchmesser der größeren Betonzuschlagstoffe
E	kN/m <sup>2</sup>	Elastizitätsmodul
E <sub>dyn</sub>	kN/m <sup>2</sup>	dynamischer Elastizitätsmodul
E <sub>stat</sub>	kN/m <sup>2</sup>	statischer Elastizitätsmodul
F	kN	Kraftgröße
f	Hz	Frequenz
f <sub>R</sub>	Hz	Eigenfrequenz der 1. Eigenform in Längsrichtung
G	N/mm <sup>2</sup>	Schubmodul
h <sub>K</sub>	µm	Schichtdicke des Klebstoff unterhalb des Sensors
L	m	Länge
l	m	Länge
l <sub>M</sub>	mm	Messlänge von Betondehnungsaufnehmern



$l_{M,min}$	mm	minimale Messlänge von Betondehnungsaufnehmern
$l_{M,max}$	mm	maximale Messlänge von Betondehnungsaufnehmern
$q_b$	N/mm <sup>2</sup>	Pfahl-Spitzenwiderstand (Spitzendruck)
$q_c$	N/mm <sup>2</sup>	Spitzendruck der Drucksonde
$q_s$	N/mm <sup>2</sup>	Pfahl-Mantelwiderstand (Mantelreibung)
$q_s$	N/mm <sup>2</sup>	Mantelreibung der Drucksonde
$r$	m, $\mu$ m	Radius
$s$	mm	axiale Pfahlkopfsetzung
$R_k(s)$	kN	setzungsabhängiger charakteristischer Pfahlwiderstand
$R_{b,k}(s)$	kN	setzungsabhängiger charakteristischer Pfahlfußwiderstand
$R_{s,k}(s)$	kN	setzungsabhängiger charakteristischer Pfahlmantelwiderstand
$R_{1,k}$	kN	charakteristischer Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$R_{b\ 1,k}$	kN	charakteristischer Pfahlfußwiderstand für den Grenzzustand der Tragfähigkeit
$R_{s\ 1,k}$	kN	charakteristischer Pfahlmantelwiderstand für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
$R_{2,k}$	kN	charakteristischer Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
$T$	s	zeitliche Periode, Laufzeit einer Welle
$t$	s	Zeit
$u, v, w$	[mm]	Verschiebungen in x, y, z Richtung
$v$	m/s	Teilchengeschwindigkeit
$Z$	[Ns/m]	Impedanz
$\mu, \lambda_L$		Lamésche Konstanten
$\varepsilon, \varepsilon_x$	-	Dehnung, in x-Richtung
$\lambda$	m	Wellenlänge
$\nu$	-	Poissonzahl, Querdehnzahl
$\lambda_{Grenz}$	m	Grenzwellenlänge
$\lambda_n$	Hz	Eigenkreisfrequenz
$\rho$	t/m <sup>3</sup>	Dichte
$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	Schubspannung
$\sigma, \sigma_x$	N/mm <sup>2</sup>	Normalspannung, in x-Richtung
$\alpha$	[1/s]	Absorptionskoeffizient der Dämpfung
$\eta$	[Ns/m <sup>3</sup> ]	Viskosität
$\mu$	[kg/m]	längenbezogene Masse
$\Delta$	-	Veränderung einer Größe bezogen auf einen Ausgangszustand